



**Guillaume Mesquita  
Reimão**

**Estágio de Projetos de Engenharia Civil –  
Dimensionamento segundo o EC3 e a AISC 360-10**





**Guillaume Mesquita  
Reimão**

**Estágio de Projetos de Engenharia Civil –  
Dimensionamento segundo o EC3 e a AISC 360-10**

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Professor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Moraes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.





## **o júri**

presidente

Prof.<sup>a</sup> Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues  
Professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz  
Professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais  
Professor auxiliar da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

Deixo uma mensagem, em gesto de agradecimento, a todas as pessoas que me apoiaram e que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste documento.

À minha família, pais, irmã e avó, um muito obrigado pela oportunidade concedida, pelo apoio, dedicação, afeto, coragem e força sempre transmitidos.

Ao meu orientador, professor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais, pelo apoio, orientação científica e conhecimentos transmitidos durante a realização da presente dissertação.

Ao Eng.º Bruno Rocha pela oportunidade concedida para a realização do estágio na sua empresa, pelo apoio e suporte durante a realização das tarefas desenvolvidas no estágio e pelos conhecimentos e experiência transmitidos.

Aos colaboradores da R5e Consulting Engineers, pelo companheirismo, pelo ambiente de trabalho, pelo apoio constante e pelos conhecimentos transmitidos.

Aos meus amigos da Universidade de Aveiro e da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro (UTAD), que marcaram o meu percurso académico, obrigado pelo companheirismo, pelo apoio permanente e dedicação para a concretização desta etapa.

A todos os meus amigos por todo o apoio, companheirismo e coragem transmitidos para concretizar esta etapa.

À minha namorada, Eliana Batista, obrigado pela motivação, compreensão, apoio incondicional, força, dedicação em todos os momentos e, acima de tudo, paciência ao longo de todos estes anos.

Aos pais e irmão da Eliana Batista, pelo apoio, auxílio, força e carinho prestados ao longo destes anos.

A todos, muito Obrigado!



## **palavras-chave**

Estruturas Metálicas, AISC-360, EC3, Dimensionamento, Modelação, Comparação, Projeto de Estruturas, Ligações Metálicas.

## **resumo**

O presente trabalho é respeitante a um estágio curricular, realizado no sentido de cumprir os requisitos necessários à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela Universidade de Aveiro. O estágio, efetuado no gabinete de projetos da empresa R5e Consulting Engineers, sediada em Aveiro, teve como objetivo completar a formação académica através da aplicação dos conhecimentos adquiridos em projetos reais.

Este documento, dividido em duas partes, visa os projetos mais relevantes desenvolvidos durante o estágio, assim como o resultado do estudo comparativo entre a norma Americana para estruturas de aço (AISC 360-10) e o Eurocódigo 3 (EC3). Dos projetos realizados durante o estágio destacam-se o acompanhamento de Obra das fundações da “Retsacoat”, no edifício de apoio a um parque lagunar situado na Pateira de Fermentelos “H2Aqua”, no pavilhão industrial situado no Kuwait, “Mil Plant”, no pavilhão industrial localizado na Tocha, “BTP Tocha”, na conceção do avançado da “Pecol 2” e no passadiço “Brisa Cascais”.

A primeira parte é dedicada ao trabalho desenvolvido na R5e Consulting Engineers, desde a aprendizagem de softwares, até à participação e função desempenhada em cada projeto, procurando aplicar os conhecimentos adquiridos durante a formação académica e evoluir, através dos conhecimentos adquiridos durante o estágio, derivados da experiência da equipa projetista.

A segunda parte incide sobre uma análise comparativa entre a norma Americana para estruturas de aço (AISC 360-10) e o Eurocódigo 3 (EC3) onde são abordados os pressupostos básicos de dimensionamento como, por exemplo, os materiais e as secções dos perfis de aço, bem como, as metodologias de cálculo para os vários tipos de elementos estruturais.



**keywords**

Steel Structures, AISC-360, EC3, Design, Modeling, Comparison, Structural Project, Steel Connection.

**abstract**

The following work is concerning an internship included in a master's degree program in Civil Engineering taught by University of Aveiro. The internship was made in R5e Consulting Engineers, with headquarters in the city of Aveiro, where the main goal was to complete the academic course through the application of knowledge acquired in real projects.

This document, divided in two parts, regards the more relevant projects of the internship as well as the comparative study between the American norm (AISC 360-10) for steel structures and the Eurocode 3 (EC3). The projects mentioned in this document are the foundation work of "Retsacoat", the support building to a lagoon park situated in Pateira de Fermentelos named "H2Aqua", in the industrial pavilion based in Kuwait named "Mil Plant", in the industrial pavilion in Tocha named "BTP Tocha", in the design of the crown of "Pecol 2" and in the walkway "Brisa Cascais".

The first part is dedicated to the work made in R5e Consulting Engineers during the internship, from the software learned, to the integration and development of each project, applying acquired knowledge during the academic course and following growth due to the experience gained through team-work in the engineering team.

The second part shines light in a comparative analysis between the norms for steel structures: American norm (AISC 360-10) and the Eurocode 3 (EC3) where the basic assumptions for steel structure design are addressed, such as, the materials and the steel profile sections, as well as the calculation methodologies for the several structural elements.





## ÍNDICES

---



## ÍNDICE GERAL

<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento e motivação .....	1
1.2. Apresentação da empresa .....	1
1.3. Objetivos e metodologia.....	2
1.4. Estrutura do documento.....	3
<b>2. Acompanhamento de Projetos de engenharia .....</b>	<b>5</b>
2.1. Acompanhamento de obra - “Ampliação Retsacoat” .....	6
2.1.1. Descrição e enquadramento .....	6
2.1.2. Função desempenhada - Seguimento dos trabalhos de escavação.....	6
2.2. Edifício em estrutura metálica - “H2Aqua” .....	9
2.2.1. Descrição e enquadramento .....	9
2.2.2. Apresentação e aprendizagem do software “AutoCAD Strucutral Detailing” .....	9
2.2.3. Função desempenhada - Elaboração de modelo geométrico 3D e peças desenhadas em AutoCAD 2D .....	11
2.3. Unidade industrial – “Mil Plant” .....	17
2.3.1. Descrição e enquadramento .....	17
2.3.2. Função desempenhada – Elaboração de modelo geométrico 3D, pormenorização de ligações metálicas, peças desenhadas e medições.....	17
2.4. Unidade industrial – “BTP Tocha”.....	23
2.4.1. Descrição e enquadramento .....	23
2.4.2. Apresentação e aprendizagem dos softwares “Autodesk Revit” e “IDEA StatiCa Connection”.....	24
2.4.3. Função desempenhada – Elaboração de modelo Revit 3D, cálculo de ligações metálicas, execução de peças desenhadas e medições .....	26
2.5. Avançado na Fachada– “Unidade Industrial Pecol 2”.....	33
2.5.1. Descrição e enquadramento .....	33
2.5.2. Função desempenhada – Modelação e cálculo do avançado da fachada frontal da unidade industrial.....	33
2.6. Passagem pedonal – “Brisa Cascais”.....	42
2.6.1. Descrição e enquadramento .....	42
2.6.2. Função desempenhada – Cálculo das ligações metálicas .....	43

<b>3. Estudo comparativo entre o EC3 e a AISC 360-10 .....</b>	<b>47</b>
3.1. Materiais .....	47
3.1.1. Classes de aço de acordo com o EC3 .....	49
3.1.2. Classe de aço de acordo com a AISC 360-10 .....	52
3.2. Ações e combinações de ações .....	55
3.2.1. Tipos de ações e combinações de ações segundo o EC3 .....	55
3.2.2. Tipos de ações e combinações de ações segundo a AISC 360-10 .....	58
3.3. Classificação de secções .....	60
3.3.1. Metodologia de classificação de secções segundo o EC3 .....	60
3.3.2. Metodologia de classificação de secções segundo a AISC 360-10 .....	67
3.4. Elementos à tração .....	70
3.4.1. Método de cálculo da resistência à tração de acordo com o EC3 .....	70
3.4.2. Método de cálculo da resistência à tração de acordo com a AISC 360-10 .....	73
3.4.3. Comparação quantitativa dos métodos de cálculo de resistência à tração do EC3 e da AISC 360-10 .....	76
3.5. Elementos à compressão .....	76
3.5.1. Cálculo de elementos comprimidos de acordo com o EC3 .....	77
3.5.2. Cálculo de elementos comprimidos de acordo com a AISC 360-10 .....	77
3.6. Elementos à flexão .....	78
3.6.1. Cálculo da resistência à flexão segundo o EC3 .....	78
3.6.2. Cálculo da resistência à flexão segundo a AISC 360-10 .....	79
3.6.3. Comparação quantitativa das metodologias de cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC3 e a AISC 360-10 .....	83
3.7. Esforço transversal .....	83
3.7.1. Cálculo da resistência ao esforço transversal de acordo com o EC3 .....	83
3.7.2. Cálculo da resistência ao esforço transversal de acordo com a AISC 360-10 .....	85
3.7.3. Comparação quantitativa da resistência ao esforço transversal segundo o EC3 e a AISC 360-10 .....	86
3.8. Resistência à encurvadura por flexão .....	87
3.8.1. Método de cálculo da resistência à encurvadura segundo o (EC3) .....	89
3.8.2. Método de cálculo da resistência à encurvadura segundo a (AISC 360-10) .....	92
3.8.3. Comparação quantitativa do método do EC3 e da AISC 360-10 no cálculo da resistência à encurvadura por flexão .....	95
3.9. Resistência à encurvadura lateral .....	99
3.9.1. Cálculo da resistência à encurvadura lateral de acordo com o EC3 .....	102

3.9.2. Cálculo da resistência à encurvadura lateral de acordo com a (AISC 360-10).....	105
3.9.3. Comparação quantitativa do método do EC3 e da AISC 360-10 no cálculo da resistência à encurvadura lateral.....	107
3.10. Elemento solicitados em flexão composta com compressão.....	110
3.10.1. Verificação de elementos uniformes em flexão composta com compressão segundo o EC3 .....	111
3.10.2. Verificação de elementos uniformes em flexão composta com compressão segundo a AISC 360-10 .....	114
<b>4. Comentários Finais .....</b>	<b>115</b>
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>117</b>
Anexo A – Notas de cálculo projeto “BTP Tocha” .....	121
Anexo B – Notas de cálculo projeto “Unidade Industrial Pecol 2” .....	127
Anexo C – Notas de cálculo projeto “Brisa Cascais” .....	131
Anexo D – Notas de cálculo comparação de encurvadura por flexão.....	133

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Início dos trabalhos de escavação.....	7
Figura 2 - Finalização dos trabalhos de escavação.....	7
Figura 3 - Execução do betão de limpeza.....	8
Figura 4 - Colocação da primeira camada de armadura.....	8
Figura 5 - Interface gráfica do software “AutoCAD Structural Detailing”.....	10
Figura 6 - Implantação de Pilares.....	11
Figura 7 - Estrutura do primeiro piso e pormenores .....	12
Figura 8 - Modelo 3D do edifício completo.....	13
Figura 9 - Planta de fundações .....	14
Figura 10 - Planta do primeiro piso.....	15
Figura 11 – Pormenores do projeto .....	16
Figura 12 - Constituição pórticos de empena (esquerda) e pórticos principais (direita).....	17
Figura 13 - Modelo 3D - Implantação de pilares e travessas .....	18
Figura 14 - Planta de Cobertura - Implantação de travamentos .....	18
Figura 15 - Vista geral 3D - Contraventamentos de fachada .....	19
Figura 16 - Ligações contraventamentos de fachada .....	19
Figura 17 - Ligação viga de travamento.....	20

Figura 18 - Ligação entre pilar e travessa do pórtico principal .....	20
Figura 19 - Modelo 3D - Colocação de madres IPE 160 .....	21
Figura 20 - Planta de piso térreo .....	22
Figura 21 - Pormenor de ligação metálica.....	22
Figura 22 - Esquema estrutural da unidade industrial .....	23
Figura 23 - Constituição do pórtico principal do edifício .....	23
Figura 24 - Interface gráfica do software Revit.....	25
Figura 25 - Interface gráfica do software IDEA StatiCA Connection .....	26
Figura 26 - Pórticos principais da unidade industrial.....	27
Figura 27 - Interoperabilidade entre o software Revit e o software Robot Structural Analysis.....	28
Figura 28 - Elementos de fundação da unidade industrial .....	29
Figura 29 - Ligação pilar - plinto .....	30
Figura 30 - Ligação treliça de cobertura - pilar de fachada.....	30
Figura 31 - Ligação treliça principal - pilar interior.....	30
Figura 32 - Ligação dos contraventamento de fachada aos pilares .....	31
Figura 33 - Ligação treliça principal e treliça de cobertura a pilar interior .....	31
Figura 34 - Modelo estrutural geométrico em Revit .....	32
Figura 35 - Planta de fundações .....	32
Figura 36 - Levantamento da estrutura metálica existente - treliças de apoio do avançado.....	34
Figura 37 - Isometria estrutural do avançado .....	35
Figura 38 - Modelo de cálculo do avançado .....	35
Figura 39 - Procedimento de aplicação de cargas no Robot Structural Analysis.....	36
Figura 40 - Definição do tipo de membro .....	37
Figura 41 - Libertações colocadas nas barras do modelo de cálculo.....	38
Figura 42 - Rácio dos elementos estruturais na primeira análise .....	38
Figura 43 - Rácio dos elementos estruturais após reforço das treliças existentes .....	39
Figura 44 - Deformação da estrutura para Estado Limite de Serviço .....	39
Figura 45 - Alçado frontal do avançado.....	40
Figura 46 - Alçado lateral.....	40
Figura 47 - Planta de cobertura .....	41
Figura 48 - Pormenores de ligação.....	41
Figura 49 - Esquema estrutural do passadiço e secção transversal do tabuleiro .....	42
Figura 50 - Geometria da ligação viga-pilar.....	43
Figura 51 - Diagrama de tensões instaladas na ligação viga-pilar .....	44
Figura 52 - Geometria da ligação da base do pilar.....	45

Figura 53 - Diagrama de tensões instaladas na ligação de base do pilar.....	45
Figura 54 - Tensões instaladas na superfície do bloco de betão.....	46
Figura 55 - Gráfico Tensão – Extensão do Aço .....	48
Figura 56 - Aproximação elasto-plástica para ensaio de tração do aço .....	49
Figura 57 - Comportamento em flexão de secções transversais .....	61
Figura 58 - Alma efetiva da Classe 2 .....	63
Figura 59 - Secções transversais efetivas .....	64
Figura 60 - Distâncias para cantoneiras ligadas por uma aba .....	72
Figura 61 - Furos em quincôncio e linhas críticas de rotura .....	73
Figura 62 - Área resistente ao corte para uma secção em I .....	84
Figura 63 - Encurvadura de elemento articulado (carga crítica de Euler) .....	88
Figura 64 - Comprimento de encurvadura, $L_{cr}$ , em função do comprimento real do elemento, $L$ ...	88
Figura 65 - Fatores de distribuição .....	89
Figura 66 - Curvas de encurvadura .....	92
Figura 67 - Deformação típica de estruturas de nós fixos (a) e de nós móveis (b) .....	93
Figura 68 - Determinação do fator K - Estruturas de nós fixos .....	93
Figura 69 - Determinação do fator K - Estruturas de nós móveis .....	94
Figura 70 - Curva de encurvadura de um elemento à compressão .....	95
Figura 71 - Cálculo da resistência à encurvadura no software ETABS .....	97
Figura 72 - Resistência à encurvadura de um HEA 300 comprimido.....	97
Figura 73 - Resistência à encurvadura de um HEB 300 comprimido .....	98
Figura 74 - Resistência à encurvadura de um IPE 300 comprimido .....	98
Figura 75 - Encurvadura lateral de elemento simplesmente apoiado.....	99
Figura 76 - Secções mono-simétricas segundo o eixo fraco .....	100
Figura 77 - Resistência à encurvadura lateral de um HEA 300 .....	108
Figura 78 - Resistência à encurvadura lateral de um HEB 300.....	108
Figura 79 - Resistência à encurvadura lateral de um IPE 300.....	109
Figura 80 - Domínio de interação entre esforço axial e momento fletor.....	110
Figura 81 - Secção transversal travada à torção .....	112

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Quantificação das ações atuantes na estrutura .....	36
Tabela 2 - Propriedades físicas do aço .....	49
Tabela 3 - Valores nominais da tensão de cedência ( $f_y$ ) e tensão última ( $f_u$ ) para aços laminados a quente .....	51
Tabela 4 - Valores nominais da tensão de cedência ( $f_y$ ) e tensão última à tração ( $f_u$ ) para secções tubulares .....	51
Tabela 5 - Características mecânicas para parafusos segundo a ISO 898 .....	52
Tabela 6 - Características mecânicas para parafusos e porcas em conformidade com a AISC 360-10 .....	53
Tabela 7 - Especificações ASTM para as várias secções .....	54
Tabela 8 - Especificações ASTM para chapas e barras.....	54
Tabela 9 - Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ , para edifícios .....	56
Tabela 10 - Coeficientes de segurança para verificação do Estado Limite Último.....	57
Tabela 11 - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes internos comprimidos .....	62
Tabela 12 - Limites máximos da relação largura-espessura para banzos em consola .....	62
Tabela 13 - Limites máximos da relação largura-espessura para cantoneiras e secções tubulares .....	63
Tabela 14 – Determinação da largura efetiva para elementos internos comprimidos (almas) .....	65
Tabela 15 - Determinação da largura efetiva para elementos em consola comprimidos (banzos) ..	66
Tabela 16 - Relação largura-espessura para elementos sujeitos a compressão - AISC 360-10 .....	68
Tabela 17 - Relação largura-espessura para elementos sujeitos a flexão - AISC 360-10 .....	69
Tabela 18 - Fatores de Redução $\beta_2$ e $\beta_3$ .....	72
Tabela 19 - Fator de redução para ligações de elementos à tração .....	75
Tabela 20 - Valores da resistência à tração de um elemento segundo o EC3 e a AISC 360-10 .....	76
Tabela 21 - Estados limites a considerar segundo a AISC 360-10.....	80
Tabela 22 - Cálculo do Momento resistente $M_n$ .....	81
Tabela 23 - Esforço resistente à flexão segundo o EC3 e a AISC 360-10 .....	83
Tabela 24 - Valor do parâmetro $C_v$ .....	86
Tabela 25 - Valor do parâmetro $K_v$ .....	86
Tabela 26 - Valores do esforço transversal resistente segundo o EC3 e a AISC 360-10.....	87
Tabela 27 - Coeficientes de encastramento para vigas [ .....	90
Tabela 28 - Fator de imperfeição para as curvas de encurvadura .....	91
Tabela 29 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal .....	91



---

Tabela 30 - Propriedades físicas das secções transversais .....	96
Tabela 31 - Propriedade mecânicas do aço .....	96
Tabela 32 - Coeficientes $C_1$ , $C_2$ , e $C_3$ para vigas sujeitas a esforço transversal .....	101
Tabela 33 - Coeficientes $C_1$ e $C_3$ para vigas sujeitas a momentos de extremidade .....	101
Tabela 34 - Curvas de encurvadura recomendadas, quando é utilizada a expressão (74) .....	103
Tabela 35 - Valores do fator de imperfeição consoante a curva de encurvadura lateral .....	103
Tabela 36 - Curvas de encurvadura recomendadas, quando é utilizada a expressão (75) .....	104
Tabela 37 - Fatores de correlação $k_c$ .....	104
Tabela 38 - Valores comuns de $C_b$ para as situações de carregamento e travamento indicadas ...	107
Tabela 39 - Valores de $N_{rk}$ , $M_i$ , $R_k$ e $\Delta M_i$ , $E_d$ .....	111
Tabela 40 - Fatores de interação $k_{ij}$ para elementos suscetíveis à deformação por torção .....	112
Tabela 41 - Fatores de interação $k_{ij}$ para elementos não suscetíveis à deformação por torção .....	113
Tabela 42 - Coeficiente de momento uniforme equivalente, $C_m$ .....	113



# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. Enquadramento e motivação**

O presente relatório enquadra-se na unidade curricular de Estágio, pertencente ao Mestrado Integrado em Engenharia Civil, promovido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. A sua elaboração visa descrever todo o acompanhamento e trabalho desenvolvido no gabinete de projetos da empresa R5e Consulting Engineers, nomeadamente, na elaboração de projetos de estruturas metálicas, desde a fase da conceção estrutural até à finalização do projeto de execução, incidindo sobretudo no cálculo de ligações metálicas, execução de modelos estruturais 3D e elaboração de peças desenhadas e medições.

É também alvo deste documento a análise comparativa, efetuada em simultâneo com o estágio, entre a norma americana para estruturas de aço (AISC 360-10) e o Eurocódigo 3 (EC3), tendo como finalidade perceber quais as diferenças entre estas no que se refere ao cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas.

A possibilidade de participar na elaboração de projetos de Engenharia Civil ao lado de uma equipa experiente e qualificada permite, não só, a aplicação e consolidação dos conhecimentos adquiridos durante a formação universitária, mas também, o desenvolvimento de competências pessoais, possibilitando assim uma evolução e uma melhor preparação para a inserção no mercado de trabalho.

## **1.2. Apresentação da empresa**

A “R5e Consulting Engineers” é uma empresa fundada em 2004 em Aveiro com atividade dirigida para a prestação de serviços de Engenharia e Consultoria no setor de Construção. Desde o início da sua atividade obteve um crescimento consolidado que permitiu desenvolver uma estrutura produtiva e bem preparada, com trabalhos de especial relevo na área das Estruturas e Energias Renováveis.

Composta por uma equipa jovem e experiente, contando atualmente com cerca de 20 colaboradores, a “R5e Consulting Engineers” tem como principal objetivo colocar à disposição dos seus clientes um serviço completo com as melhores soluções do mercado, capazes de satisfazer as suas necessidades. Outro dos objetivos é satisfazer as expectativas dos seus colaboradores, originando uma gradual melhoria individual e coletiva, tendo por base as Leis, Normas e Códigos de referência, elevando os padrões de profissionalismo, ética e deontologia.

A vasta experiência e o espírito cooperativo e inovador de todos os colaboradores conduziram ao desejo de realizar o estágio nesta empresa, possibilitando o crescimento pessoal e profissional.

### 1.3. Objetivos e metodologia

Os objetivos do estágio passaram pelo acompanhamento dos projetos em execução no gabinete, podendo assim, aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica e, através da observação e colaboração com a equipa projetista, adquirir novas valências.

Deste modo, pretendeu-se promover o conhecimento da regulamentação aplicável aos projetos abordados, nomeadamente a regulamentação Portuguesa, Europeia e Americana, assim como a aquisição de competências na utilização de softwares de cálculo e desenho automático para aplicação na execução desses mesmos projetos.

Além disso, beneficiou-se das particularidades únicas da realização de um estágio num gabinete de projetos, desenvolvendo capacidades sociais e de trabalho em equipa, assim como, capacidade de análise e sentido crítico face aos desafios inerentes à execução de projetos.

Durante o estágio procurou-se acompanhar os vários trabalhos a decorrer no gabinete, assim como, participar em visitas técnicas e acompanhamento de obra. Assim, serão abordados neste documento os principais projetos em que participou sendo que, a maioria dos projetos, se encontravam em fase de execução.

Para acompanhamento da equipa na realização destes projetos foi necessário perceber a metodologia de trabalho e conhecer e enquadrar os trabalhos a decorrer no momento. A nível informático, foi necessário estudar e conhecer a utilização dos seguintes programas:

- Autodesk Structural Detailing;
- Autodesk Robot Structural Analysis;
- IdeaStatiCa Steel;
- Revit.

A nível de horário de trabalho no escritório cumpriu-se o mesmo estipulado para os restantes colaboradores, sendo ele das 9:00h às 12:30h e das 14:00h às 18:30h, com uma afetação semanal de três dias, totalizando assim 24 h semanais.

Simultaneamente às atividades desenvolvidas durante o estágio foi efetuada uma comparação, do ponto de vista do cálculo e dimensionamento, entre a norma Europeia (EC3) e a norma Americana (AISC 360-10) aplicável a estruturas metálicas. Este estudo teve como objetivo perceber quais as diferenças na utilização de cada uma das normas e a influencia dessas mesmas diferenças na resistência final de um elemento metálico.

## **1.4. Estrutura do documento**

De forma a expor as atividades desenvolvidas durante o período de estágio, este documento encontra-se organizado em 4 Capítulos.

O Capítulo 1 expõem e clarifica os objetivos pretendidos com realização do Estágio, fazendo-se um resumo das atividades desenvolvidas, apresentando-se também a empresa de acolhimento.

No Capítulo 2, organizado em seis subcapítulos, são abordados os principais projetos em que se trabalhou no decorrer do estágio, sendo apresentado uma breve descrição do projeto, a função desempenhada aquando da participação no projeto e uma descrição dos softwares utilizados e da forma como se procedeu à sua aprendizagem.

No Capítulo 3, organizado em dez subcapítulos, são expostas as abordagens e pressupostos de cálculo de estruturas metálicas, segundo a norma Americana AISC 360-10 e a norma Europeia EC3, fazendo uma comparação expositiva ao nível das formulações assumidas por cada uma das normas, para os materiais, ações e combinações de ações. Para os esforços simples e fenómenos de encurvadura, para além da exposição das formulações e metodologias de cálculo, efetuou-se uma comparação quantitativa, elaborando tabelas e gráficos para melhor interpretação dos resultados.

Por último, no Capítulo 4, apresentam-se os comentários finais relativos a este trabalho bem como algumas indicações de possíveis trabalhos a serem desenvolvidos no futuro.

São ainda apresentados quatro anexos que complementam a informação do trabalho desenvolvido ao longo do estágio.

No anexo A são apresentadas as notas de cálculo das ligações relativa ao projeto da “BTP Tocha”.

No anexo B apresenta-se as notas de cálculo da estrutura metálica do projeto da “Unidade Industrial Pecol 2”.

No anexo C apresentam-se as notas de cálculo das ligações do projeto do passadiço “Brisa Cascais”.

No anexo D são apresentadas as notas de cálculo do estudo de comparação efetuado, na resistência à encurvadura por flexão segundo a norma EC3 e AISC 360-10.



## **2. ACOMPANHAMENTO DE PROJETOS DE ENGENHARIA**

No decorrer do estágio curricular desempenharam-se várias funções nos diferentes projetos em elaboração no gabinete, podendo assim participar nas várias fases de desenvolvimento do projeto. Assim, foi possível desenvolver algumas competências como por exemplo, a capacidade de trabalho autónomo, o trabalho em equipa e, principalmente, a gestão de tempo e de recursos, tendo em conta que cada fase do projeto tem as suas particularidades de trabalho.

Os projetos em que se participou são respeitantes ao ramo da Engenharia Civil de Estruturas, nomeadamente estruturas metálicas, em que as funções desempenhadas passaram essencialmente pela modelação 3D dos edifícios, execução de peças escritas e desenhadas, modelação e cálculo de ligações e, num caso particular, acompanhamento de obra. Neste sentido foi necessário pôr em prática os conhecimentos adquiridos na formação académica e, de forma a acompanhar a equipa projetista, dominar a utilização de softwares de desenho e cálculo automático. Visto que a formação académica não contempla a aprendizagem de todas as ferramentas informáticas necessárias para o desenvolvimento de projetos de engenharia, foi necessário um esforço adicional para a sua aprendizagem. Assim, através da informação disponível na internet e da colaboração da equipa da R5e Consulting Engineer, foram adquiridos os conhecimentos básicos dos softwares necessários à realização do estágio.

Ainda durante o estágio curricular foi necessário estudar algumas normas e especificações de forma a poder acompanhar melhor a equipa projetista e, justificar as opções tomadas em projeto com mais clareza, conteúdo científico e bases sólidas. Sendo o estágio essencialmente dedicado a projetos de estruturas metálicas, a norma mais utilizada foi o Eurocódigo 3 (EC3), no entanto, como parte do trabalho desenvolvido no gabinete é para o mercado internacional, nomeadamente para o Kuwait, onde a norma aplicável às estruturas metálicas é a AISC 360-10, surgiu a necessidade de a referida norma e compará-la com o EC3, trabalho que será desenvolvido.

## **2.1. Acompanhamento de obra - “Ampliação Retsacoat”**

### **2.1.1. Descrição e enquadramento**

Encontrando-se em processo de expansão a empresa *Retsacoat - Tratamento De Superfícies Metálicas, Lda* solicitou, ao gabinete da *R5e Consulting Engineers*, um projeto de ampliação do pavilhão de tratamentos térmicos para colocação de um novo forno. Esta ampliação já havia sido prevista pois, no local da obra, já existiam fundações e chumbadouros para o futuro pavilhão. As características do equipamento a instalar foram tidas em conta visto tratar-se de um forno vertical com cerca de 12,00 metros de altura. Tendo em conta estes fatores a solução estrutural resultou num pavilhão com dez pórticos espaçados de 5,00 metros, cada um deles constituído por pilares HEA400 com 16,00 metros de altura e vigas IPE360 com 9,90 metros de comprimentos a suportar a cobertura de duas águas com 19,80 m de vão. Foram ainda colocadas umas consolas curtas nos pilares para dar apoio a uma viga-carril onde circularia uma ponte rolante com 16 Ton. de capacidade.

### **2.1.2. Função desempenhada - Seguimento dos trabalhos de escavação**

Tendo integrado a equipa responsável pelo projeto quando este se encontrava em fase de obra, a primeira tarefa proposta foi efetuar o acompanhamento de obra relativo aos trabalhos de implantação e escavação do fosso do forno. Foi analisado o projeto de execução, principalmente a planta de fundações, de forma a perceber qual a localização do fosso do forno e perceber quais as dificuldades que poderiam surgir durante a execução dos trabalhos tendo em conta as fundações existentes.

Tratando-se de uma fundação especial, com vários desníveis e zonas de escavação em talude, seguiu-se um período de estudo e reconhecimento da geometria da fundação fazendo uma preparação de obra e definindo um plano de trabalhos no gabinete para que, em obra, os erros fossem minimizados e a rapidez e facilidade de execução aumentada. Começou-se por preparar uma planta de implantação da escavação com toda a geometria cotada, tendo como referência um pilar de fachada, e todas as cotas de base definidas. Seguidamente, com a equipa projetista, debateram-se alguns aspetos práticos, nomeadamente, o local por onde começaria a escavação.

A primeira tarefa em obra consistiu na remoção do restante pavimento térreo existente, previamente cortado para não afetar o pavimento a manter, recorrendo a uma maquina giratória e a um camião, transportando posteriormente os resíduos para vazadouro; todo o processo foi controlado de forma a garantir que a estruturas existente não fosse afetada. Concluída a remoção do pavimento fez-se a implantação da escavação recorrendo a fios de nylon para delimitar zona a escavar. Posteriormente, com cal hidráulica, delimitou-se a escavação no solo, servindo de guia para o operador da maquina giratória. Antes do inicio da escavação efetuou-se a verificação das dimensões implantadas para que correspondessem com as dimensões de projeto. Posto isto, e de modo a facilitar os trabalhos, iniciou-se a escavação junto às sapatas existentes, como representado na Figura 1, controlando a



profundidade de escavação e a proximidade às sapatas de modo a mitigar problemas de assentamentos, transportando as terras sobrantes para vazadouro. No decorrer do processo de escavação o controlo das dimensões e da geometria era uma constante assim como o controlo da segurança dos operários e de toda a estrutura envolvente.



Figura 1 - Início dos trabalhos de escavação

Tendo em conta que o solo presente no local apresentava boa consistência e coesão e que a profundidade de escavação não era elevada não foi necessário recorrer a entivacões, no entanto, como a zona de escavação se localizava junto a uma fachada, representado na Figura 2, foi necessário ter alguns cuidados devido à entrada da água das chuvas para prevenir aluimentos de terras.



Figura 2 - Finalização dos trabalhos de escavação

Terminada a escavação seguiu-se a limpeza das valas para aplicação do betão de limpeza, representado na Figura 3. Executaram-se pequenas plataformas de betão, à cota indicada em projeto, servindo de guia para colocação do betão de limpeza. Posteriormente executou-se a betonagem.



Figura 3 - Execução do betão de limpeza

Concluída a colocação do betão de limpeza no fosso confirmaram-se as cotas e as medidas da implantação no terreno que, como esperado, coincidiam com as de projeto. Assim, avançou-se para a fase da preparação e colocação das armaduras, representado pela Figura 4, que, neste caso, foram pré-fabricadas por uma empresa externa. A primeira tarefa desta fase centrou-se na separação das armaduras por ordem de montagem tendo para isso de analisar o projeto de armaduras definindo, para cada fase de betonagem, quais os varões necessários. De forma a garantir o recobrimento das armaduras foram colocados espaçadores tipo roseta.



Figura 4 - Colocação da primeira camada de armadura

Por questões de logística e gestão de recursos humanos o acompanhamento de obra deste projeto terminou na fase da colocação da primeira malha de armaduras, no entanto, manteve-se a assistência técnica a partir do escritório. Foram redigidos relatórios de obra, onde se fez um ponto de situação e se descreveram os trabalhos executados até ao momento, e entregues ao engenheiro que passou a fazer o acompanhamento de obra. Por fim, fez-se uma reunião com o engenheiro que iria acompanhar a obra para debater alguns assuntos pendentes, enquadrar-lo no projeto e dar-lhe indicações sobre os trabalhos a realizar.

## **2.2. Edifício em estrutura metálica - “H2Aqua”**

### **2.2.1. Descrição e enquadramento**

No âmbito do projeto de Requalificação e Valorização da Pateira de Fermentelos, considerada a maior lagoa natural da península ibérica, promovido pelo Polis Litoral da Ria de Aveiro, S.A. surgiu a necessidade da criação de um edifício de apoio ao parque lagunar “H2Aqua”. Este edifício, localizado na margem da Pateira, conta com uma estrutura metálica constituída por perfis laminados a quente sendo que, para os pilares foram adotadas secções normalizadas do tipo HEA e HEB e, para as vigas, secções do tipo IPE e HEA. Ao nível da constituição dos pisos, a solução estrutural adotada foi do tipo laje mista com chapa colaborante, apoiada sobre as vigas metálicas e, reforçada com armaduras ordinárias de aço quer nas nervuras quer na face superior da laje. Para a cobertura optou-se por uma solução constituída por perfis enformados a frio do tipo “C”. Tendo em conta a proximidade do edifício à margem da lagoa e o possível contacto dos pilares com a água foi previsto um tratamento anticorrosivo de classe C4 (EN ISO 12944-2) com base num primário epoxídico e acabamento final em esmalte de poliuretano brilhante à cor definida em projeto. Esta solução materializa um edifício com um piso acima do nível do solo, totalizando, aproximadamente, uma área de implantação de 350 m<sup>2</sup> e uma altura de 7.60 m.

### **2.2.2. Apresentação e aprendizagem do *software* “AutoCAD Strucutral Detailing”**

No sentido de realizar as deste projeto foi necessária a aprendizagem de um *software* de modelação 3D, denominado “AutoCAD Strucutral Detailing”.

Este software, baseado no ambiente do “AutoCAD”, permite executar a modelação de estruturas metálicas, a três dimensões, com maior rigor e rapidez de execução. Dotado de ferramentas específicas para projeto de estruturas a utilização deste *software* torna-se bastante aliciente e intuitiva, como é possível verificar pela Figura 5. A vasta biblioteca de secções standard de perfis laminados confere total liberdade na adoção de diferentes soluções estruturais assim como, a interoperabilidade com programas de cálculo. A criação de desenhos através do *software* torna-se vantajosa pois, para além de ser possível atingir um nível de detalhe mais elevado, a atualização dos desenhos após alterações ao modelo estrutural é automática diminuindo assim os erros na fase de



projeto. Uma outra valência deste *software* é a quantificação do material necessário à execução da obra pois, através deste, é possível obter listagens detalhadas de todo o material existente no modelo, reduzindo os erros e discrepâncias face aos métodos tradicionais. Dentro das diversas valências do *software* o detalhe de ligações entre os elementos estruturais é talvez o mais vantajoso pois, através de algumas macros pré-definidas, é possível modelar, de forma simples e rápida, qualquer tipo de ligação, antecipando eventuais conflitos de execução e problemas na montagem da estrutura. Este detalhe a três dimensões é complementado com desenhos de pormenor, criados a partir da ligação 3D, que contêm toda a informação necessário à boa execução do projeto bem como o detalhe de cada peça constituinte da ligação.

Desta forma o “AutoCAD Structural Detailing” torna-se uma ferramenta de trabalho importante tanto para projetistas e engenheiros de estrutura como também para empresas de fabricação, permitindo que a transmissão de informação entre as várias entidades envolvidas no projeto, desde a fase de conceção até à fase de obra, seja eficaz e sem perdas de informação, fiabilizando a concretização do projeto.

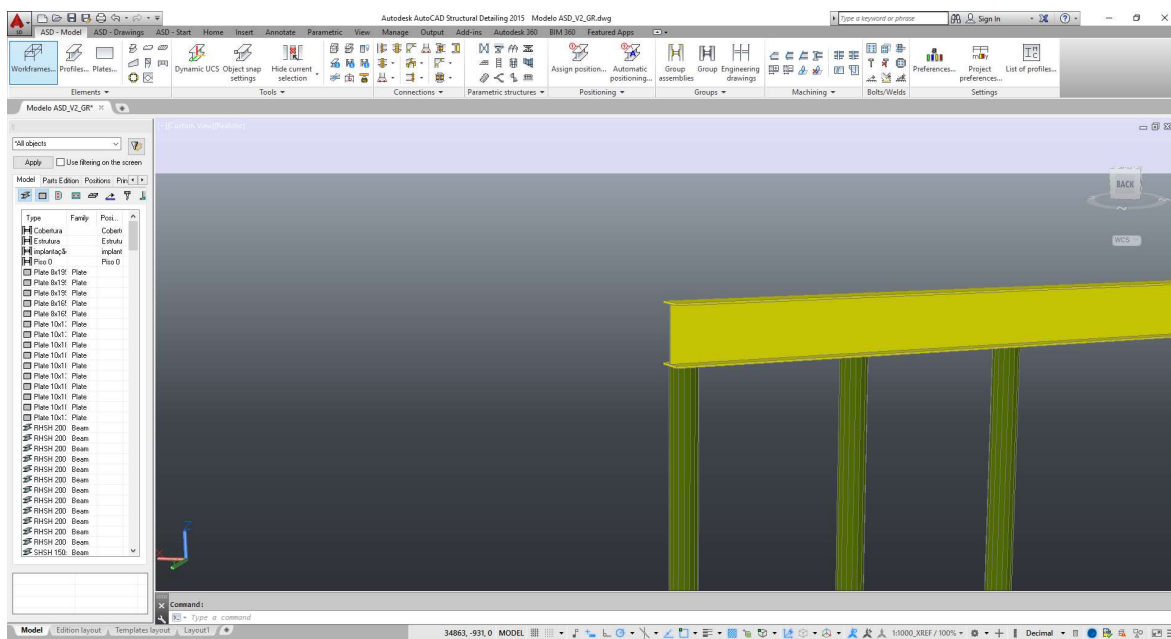


Figura 5 - Interface gráfica do *software* “AutoCAD Structural Detailing”

No que toca à aprendizagem do software, a ajuda da equipa projetista foi essencial pois, através desta, foi possível adquirir os conhecimentos básicos de utilização que possibilitaram o desenvolvimento dos trabalhos solicitados, no entanto, para atingir um nível de conhecimento prático elevado e domínio do software, houve necessidade de recorrer a manuais de utilização e a vídeos explicativos do mesmo.

### 2.2.3. Função desempenhada - Elaboração de modelo geométrico 3D e peças desenhadas em AutoCAD 2D

O trabalho desenvolvido neste projeto passou pela modelação 3D do edifício metálico utilizando o software “AutoCAD Structural Detailing”. Assim, o primeiro passo consistiu na observação do projeto de arquitetura em simultâneo com o modelo de cálculo, proveniente do “Robot Structural Analysis”, com o objetivo de perceber a geometria do edifício bem como a solução estrutural adotada, respetivamente. Com base no modelo de cálculo efetuou-se um mapeamento das secções utilizadas na estrutura, organizando-as por elemento estrutural, para facilitar o trabalho na hora de conceber o modelo 3D.

Posto isto, iniciou-se o trabalho de modelação começando pela introdução de uma planta de arquitetura no software que serviria de referência para a implantação dos pilares. Seguidamente, iniciou-se a colocação dos pilares, representado na Figura 6, nas zonas previstas pela arquitetura, tendo em atenção as secções do cálculo e a sua orientação em planta pois, tratando-se de perfis de secção em “H”, o seu funcionamento estrutural é diferente em cada direção. No decorrer desta tarefa houve algumas dificuldades, nomeadamente na compatibilização do modelo de cálculo com o projeto de arquitetura pois as secções previstas na arquitetura eram bastante mais pequenas que as calculadas, o que dificultava o posicionamento dos pilares em planta. Assim, após uma reunião com o responsável pelo projeto de arquitetura, optou-se por considerar o alinhamento exterior dos pilares como vinculativo, tomando como referência de implantação esse mesmo alinhamento.

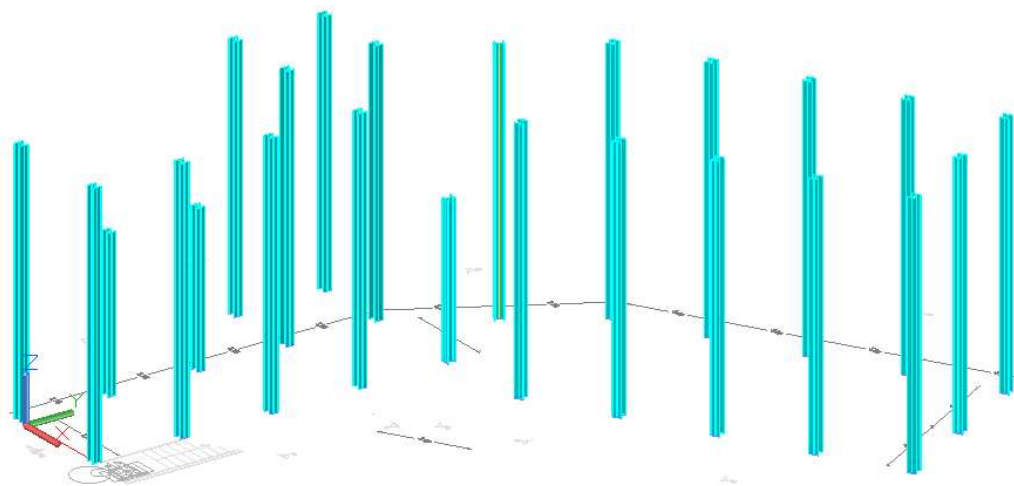


Figura 6 - Implantação de Pilares

Ainda durante a implantação dos pilares foi necessário ter em atenção as cotas altimétricas, definidas na arquitetura, de modo a que o comprimento dos pilares estivesse correto, nunca podendo ultrapassar o comprimento considerado no modelo de cálculo.

Feita a implantação dos pilares passou-se para a modelação do primeiro piso onde primeiramente se analisaram os cortes do projeto de arquitetura constatando que a cota altimétrica do piso acabado seria +9,42 m. Tendo em conta que a laje do piso, do tipo mista com chapa colaborante, tinha uma espessura de 0,12 m e apoiava diretamente sobre as vigas, a cota altimétrica da estrutura metálica que constituía o piso fixou-se nos +9,30 m.

Começou-se então pela modelação das vigas principais, em toda a periferia do edifício e nos principais alinhamentos, definindo assim o contorno do piso. Seguidamente, modelaram-se os elementos secundários que apoiavam nas vigas principais assim como os contraventamentos horizontais presentes no piso, com secção tubular do tipo CHS. Visto algumas das vigas principais terem um funcionamento estrutural em consola, foi necessário reforça-las através da colocação de *brackets* (reforço) com a mesma secção da viga, como representado na Figura 7. Por fim modelaram-se os contraventamentos verticais das fachadas abaixo do piso, também estes com secções do tipo CHS. Durante a execução desta tarefa foi necessário ter alguns cuidados devido à utilização de diferentes secções pois, de modo a garantir uma plataforma nivelada, todos os elementos teriam de ter o mesmo ponto de inserção optando-se pelo alinhamento do banzo superior à cota +9,30 m.

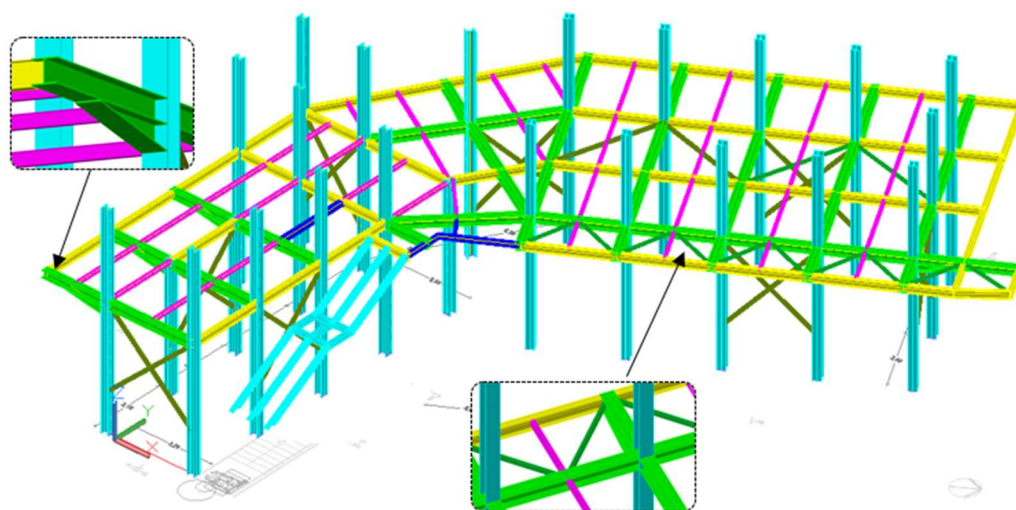


Figura 7 - Estrutura do primeiro piso e pormenores

Quanto à cobertura o raciocínio seguido foi semelhante ao do piso, começando pela colocação das vigas principais no alinhamento dos pórticos e na periferia que, por sua vez, dariam suporte às restantes vigas de cobertura e aos travamentos com tubulares do tipo CHS, representado na Figura 8. Tal como no piso, foi necessário garantir que todos os perfis ficassem alinhados pelo topo de modo a que as madres de cobertura apoiassem numa base plana, no entanto, o pé-direito previsto no projeto de arquitetura, neste caso 3,00 m, deveria ser garantido. Considerando que o revestimento

do teto ocupava cerca de 0,05 m a cota de topo da estrutura da cobertura fixou-se em +12,77m de modo a garantir o pé-direito.

Relativamente à restante estrutura metálica, tanto a que diz respeito ao funcionamento estrutural do edifício como a que complementa as exigências arquitetónicas, foram tidos em consideração todos os aspetos funcionais durante o processo de modelação 3D, garantindo assim a viabilidade da execução.

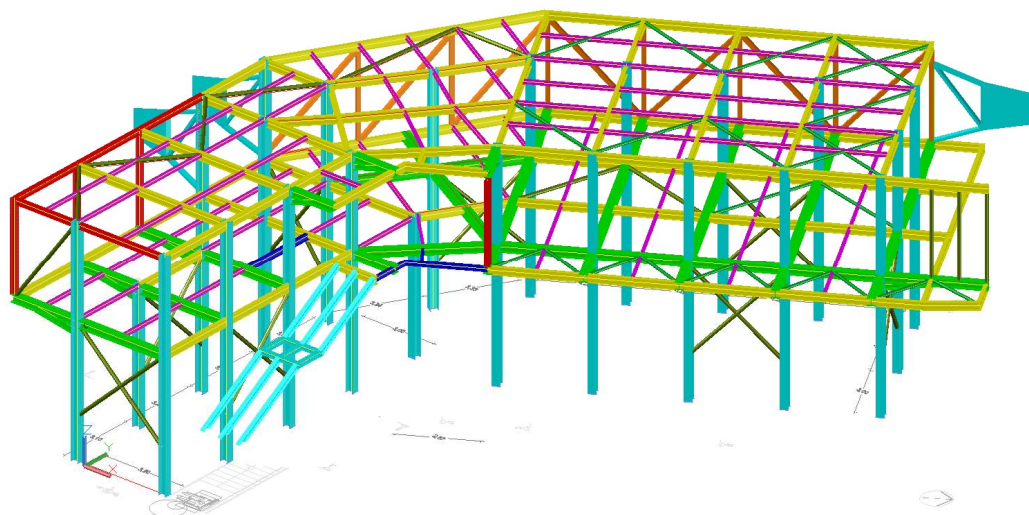


Figura 8 - Modelo 3D do edifício completo

A modelação das ligações não foi efetuada neste modelo, no entanto foi efetuado o seu cálculo, deixando o detalhe geométrico a cargo do preparador de obra que, antes da execução do projeto, deve submeter a proposta das ligações para aprovação do projetista, no entanto, todos os perfis foram modelados com os devidos cortes e interseções entre eles para que se aproximassem o mais possível da realidade em termos de geometria assim como nas medições conseguidas a partir do software. Para finalizar executaram-se, através das ferramentas do software, os cortes horizontais e verticais necessários para a definição da estrutura que viriam a servir de base para a execução das peças desenhadas.

A execução de peças desenhadas carece de conhecimento pleno do projeto de modo a poder executar um trabalho completo e com qualidade. Neste sentido, o modelo 3D torna-se um componente importante pois, a visualização no espaço, proporciona uma perceção clara do edifício facilitando a compreensão da solução estrutural e contribuindo para a minimização dos erros de projeto.

Assim, com base nas plantas e cortes retirados do modelo 3D, começou-se a definição geométrica planificada do edifício desenvolvendo a planta de fundações, planta de implantação de pilares, planta de piso e planta de cobertura, respeitantes ao projeto da especialidade de estruturas, bem como os cortes estruturais necessários à boa definição do edifício e alguns pormenores que o complementassem. A execução destas peças desenhadas foi efetuada no software de desenho

“AutoCAD” seguindo os estilos de apresentação e a metodologia de trabalho do gabinete, contando com ajuda da equipa projetista para clarificação de alguns aspetos práticos.

Começando na planta de implantação de pilares definiram-se os alinhamentos principais horizontais e verticais criando, para o efeito, uma grelha cotada que intercepta os pilares no centro. Seguidamente numeraram-se os pilares, identificaram-se as suas secções e assinalaram-se os cortes estruturais efetuados com a simbologia apropriada. Foram ainda desenhados nesta planta os contraventamentos de fachada, devidamente identificados com o tipo de secção do perfil.

A partir da planta de implantação desenhou-se a planta de fundações, representada na Figura 9, atendendo à informação de cálculo fornecida pela equipa projetista. Efetuou-se a implantação dos plintos que fariam a ligação do pilar à sapata identificando a sua secção. Posteriormente desenharam-se e cotaram-se as sapatas respeitantes a cada pilar identificando-as com base nas suas dimensões. Para finalizar efetuou-se o traçado das vigas de fundação que fariam o travamento dos plintos, indicando o nome da viga e as suas dimensões. De notar que todos os elementos que se encontravam descentrados dos eixos principais foram cotados ao eixo mais próximo para que na fase de execução haja uma referência a um ponto conhecido. Após a finalização desta planta criou-se uma tabela de sapatas contendo toda a informação necessária à para a sua execução tal como as suas dimensões, armadura superior e inferior e a armadura lateral.

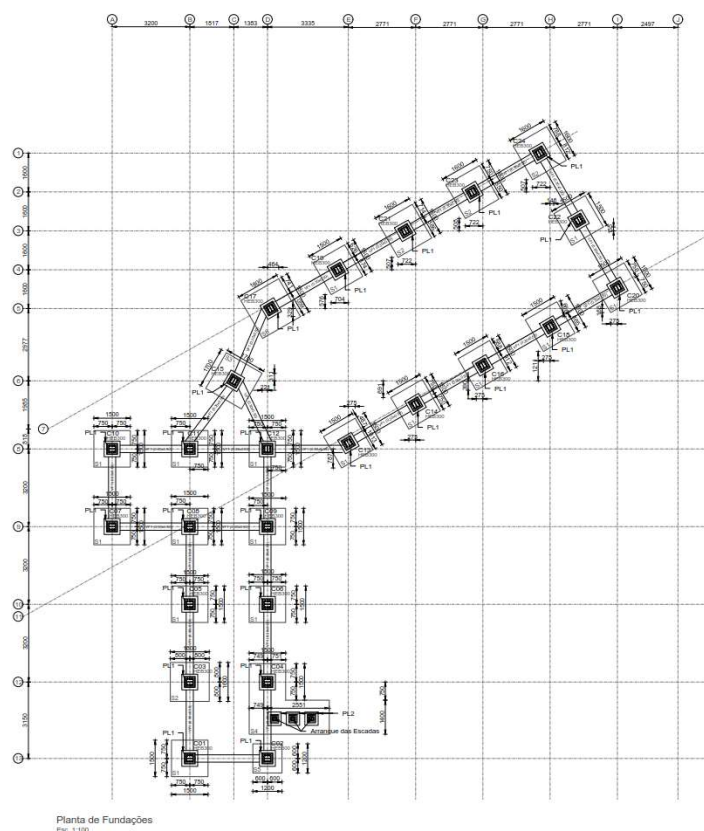


Figura 9 - Planta de fundações



Seguidamente desenhou-se a planta de piso, representada na Figura 10, identificando todos os perfis constituintes do mesmo bem como os pilares principais e os travamentos. Ainda nesta planta identificaram-se os cortes estruturais e as lajes que constituíam o piso. Para a planta de cobertura a metodologia de execução foi semelhante excetuando a identificação das lajes pois o revestimento de cobertura assentaria diretamente sobre a estrutura metálica auxiliar prevista para o efeito. Durante a execução destes desenhos foi considerada a prioridade dos elementos pois, tratando-se de representação a 2D, é necessário clarificar quais são os elementos principais (que dão apoio) e quais são os elementos secundários (que apoiam).

Para que não houvesse dúvidas quanto à compatibilidade entre a estrutura e a arquitetura foi colocada no desenho de “AutoCAD” uma referência externa do projeto de arquitetura podendo assim, à medida que se avançava o trabalho, confirmar a adequabilidade da solução estrutural adotada face ao previsto no projeto arquitetónico.

No decorrer desta tarefa foi necessário efetuar alguns ajustes geométricos do ponto de vista prático que, em conjunto com o arquiteto, foram solucionados de forma a não comprometer a solução estrutural nem adulterar a arquitetura.

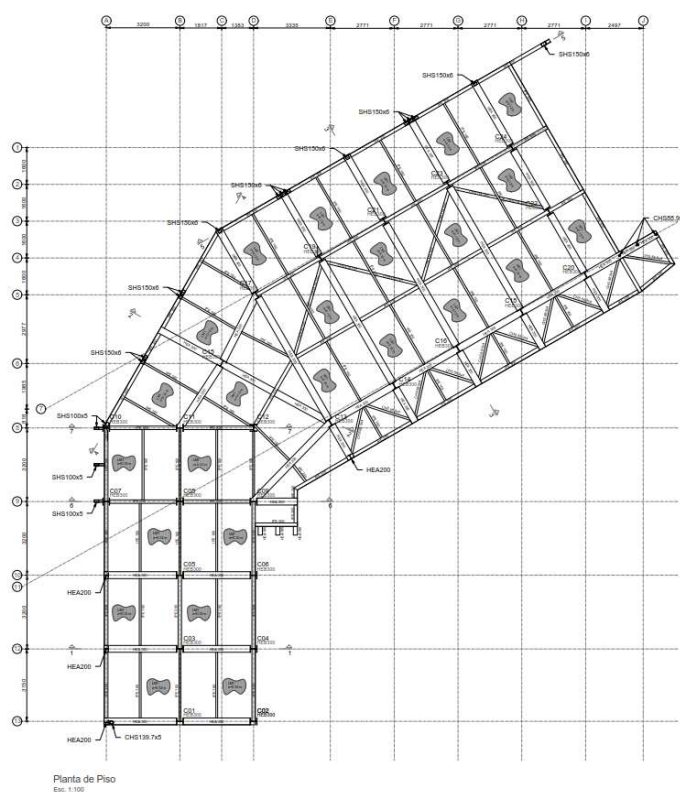


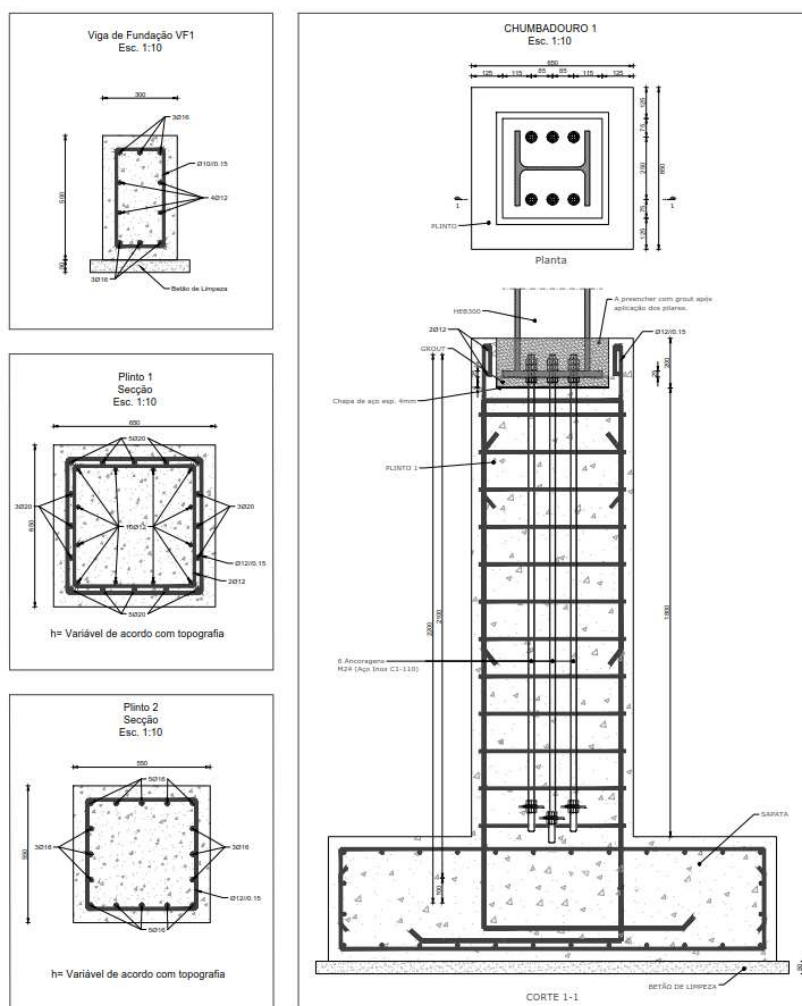
Figura 10 - Planta do primeiro piso

De forma a completar a definição geométrica do edifício executaram-se os cortes estruturais previamente indicados em planta. A partir do modelo 3D obteve-se a geometria dos cortes que

posteriormente foi trabalhada em “AutoCAD” ao nível do aspeto gráfico. Seguidamente desenhou-se a geometria em corte da laje mista que constituía o piso e os elementos complementares da estrutura metálica como, por exemplo, as chapas de travamento das almas dos perfis metálicos. Posto isto, complementou-se a informação dos cortes com a indicação de todas as secções dos perfis, cotas altimétricas, dimensões e anotações dos elementos complementares.

Para complementar o projeto executaram-se alguns pormenores, como por exemplo a ligação dos pilares aos plintos, representada na Figura 11, o detalhe da armadura ordinária da laje mista e a sua ligação aos perfis metálicos através de conectores de corte, a secção da viga de fundação e dos plintos com armadura, o detalhe da escada metálica e a sua ligação ao plinto, entre outros.

Por fim, recorrendo às listagens obtidas a partir do modelo 3D, fez-se a quantificação da estrutura metálica e da estrutura de betão de modo a criar um mapa de quantidades do projeto e posteriormente uma estimativa orçamental.



**Figura 11 – Pormenores do projeto**

## 2.3. Unidade industrial – “Mil Plant”

### 2.3.1. Descrição e enquadramento

A unidade industrial, objeto deste projeto, localiza-se no Kuwait tendo como finalidade o tratamento de resíduos provenientes da perfuração de poços para extração de petróleo.

Do ponto de vista estrutural é composta por seis pórticos metálicos com espaçamento entre eles de 5,00 m. Os pórticos de empena são constituídos por quatro pilares, dois HEA 300 nas extremidades e dois HEB 300 no centro, e uma travessa de cobertura de secção HEB 260. Os pórticos centrais são constituídos por dois pilares HEA 360 e uma travessa de cobertura de secção IPE 360 com um vão de 15,50 m. A cobertura é composta por uma única água com inclinação de 5°, revestida a chapa simples apoiada em madres do IPE 160. A Figura 12 ilustra a geometria dos pórticos principais e dos pórticos de empena.

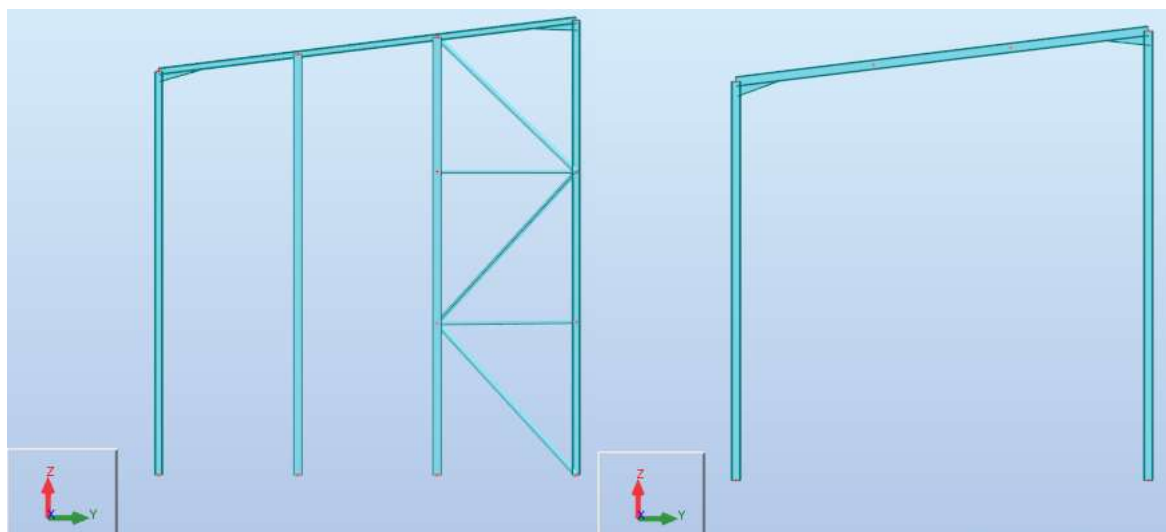


Figura 12 - Constituição pórticos de empena (esquerda) e pórticos principais (direita)

A estrutura possui ainda contraventamentos de fachada em forma de *K* constituídos por perfis CHS 193.7x8 e CHS 101.6x4, bem como, travamentos de cobertura compostos por perfis CHS 168.3x6 e CHS 114.3x4.

### 2.3.2. Função desempenhada – Elaboração de modelo geométrico 3D, pormenorização de ligações metálicas, peças desenhadas e medições

A participação neste projeto teve como objetivo a elaboração de um modelo geométrico 3D da estrutura metálica para, posteriormente, proceder à elaboração das peças desenhadas e preparação do projeto de execução. Deste modo, utilizando o software “AutoCAD Structural Detailing” e com base no modelo de cálculo do “Robot Structural Analysis”, procedeu-se à implantação dos pilares e colocação das travessas que constituíam os pórticos principais, conforme retratado na Figura 13.

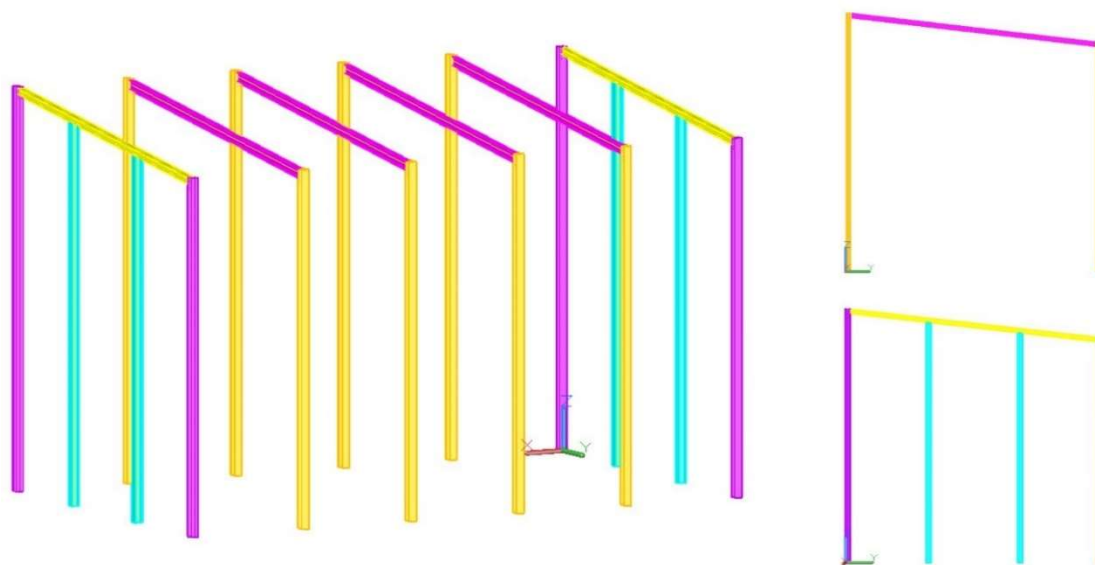


Figura 13 - Modelo 3D - Implantação de pilares e travessas

Posto isto, procedeu-se à colocação dos contraventamentos de cobertura, constituídos por perfis CHS 168.3x6 e CHS 114.3x4, localizados no primeiro e no último vão (visto em planta) da unidade industrial, bem como em todo o seu comprimento junto à fachada do tardo. Nas extremidades do vão dos pórticos foi ainda colocado uma viga de travamento composta por um elemento de secção transversal CHS 139.7x4. Na Figura 14 é apresentada a planta de cobertura com a implantação dos travamentos.

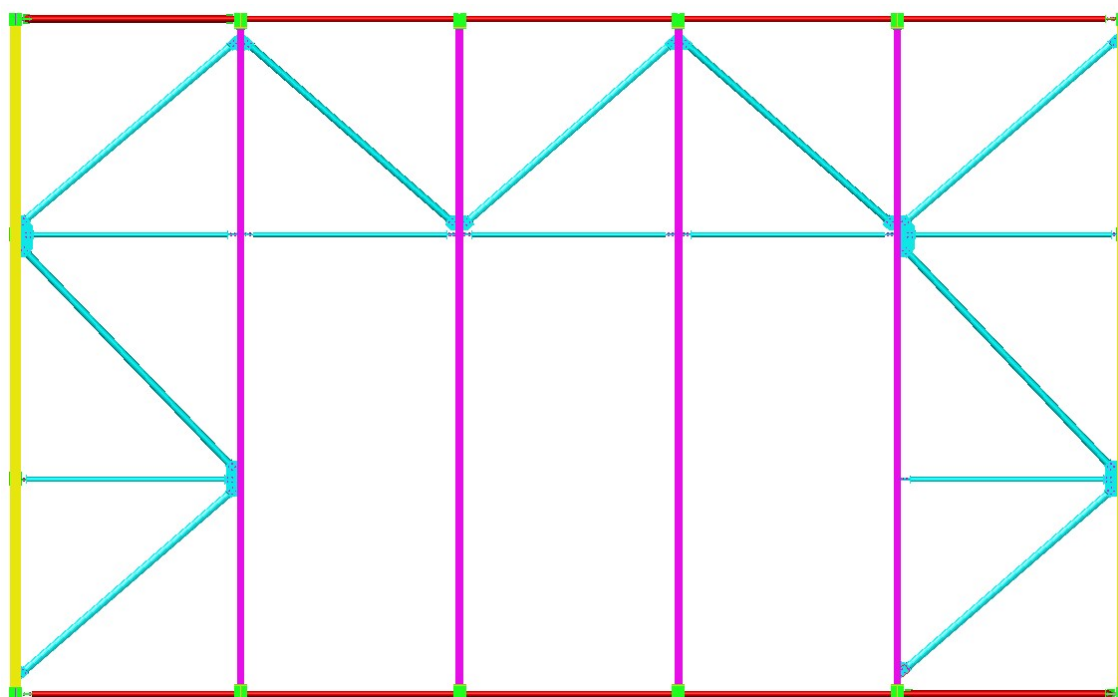


Figura 14 - Planta de Cobertura - Implantação de travamentos

Ao nível das fachadas existiam também contraventamentos, compostos por perfis CHS 197.3x8 e CHS 101.6x4, em forma de K. A sua posição foi fixada seguindo o apresentado no modelo de cálculo, conforme representado na Figura 15.

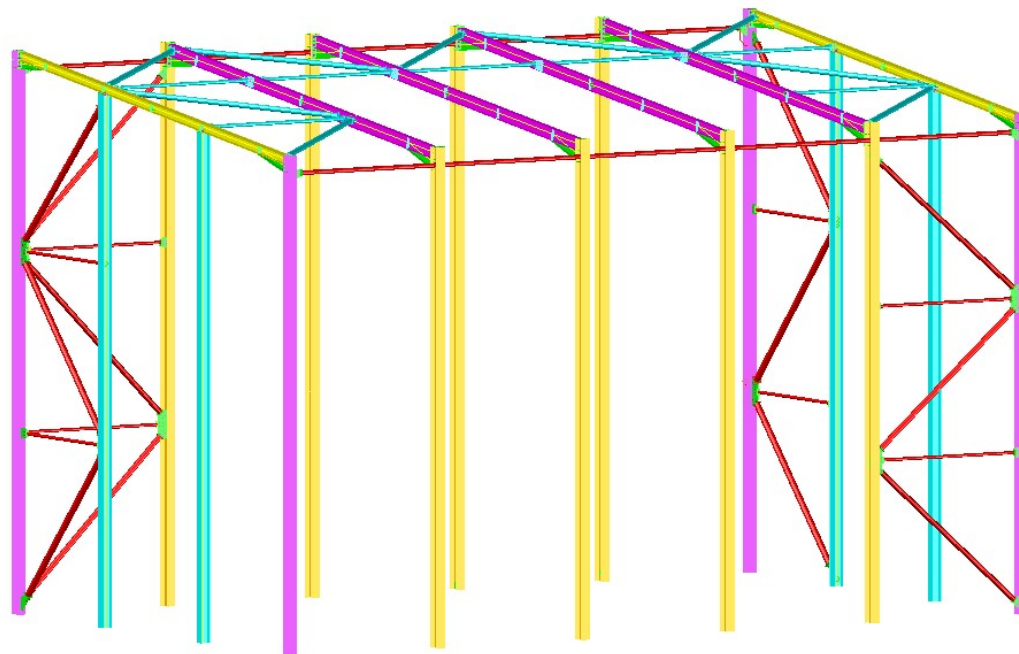


Figura 15 - Vista geral 3D - Contraventamentos de fachada

Após a implantação dos contraventamentos efetuou-se, recorrendo às ferramentas do software, a modelação das ligações metálicas dos mesmos aos pórticos principais da unidade industrial. Para tal, a ajuda da equipa projetista da R5e Consulting Engineers foi essencial pois, devida à falta de prática e experiência, havia alguma dificuldade em saber como ligar os perfis e qual o tipo de ligação a executar. Assim, optou-se pela utilização de uma ligação aparafusada com chapa *gusset* que é bastante comum para este tipo de elementos, pois facilita a montagem da estrutura e a sua pré-fabricação. Para os contraventamentos de cobertura, seguiu-se o mesmo raciocínio. A Figura 16 representa a ligação dos contraventamentos de fachada.

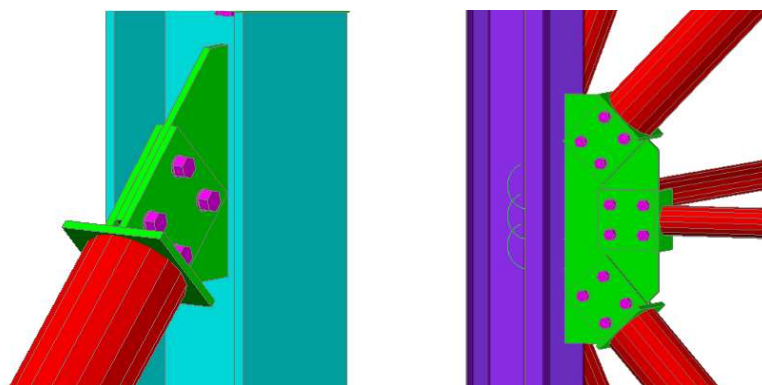


Figura 16 - Ligações contraventamentos de fachada

Para a viga de travamento que faz a união dos pórticos, utilizou-se uma ligação aparafusada com chapa de topo sendo que, neste caso, os parafusos são comuns a dois elementos consecutivos, conforme representado na Figura 17.

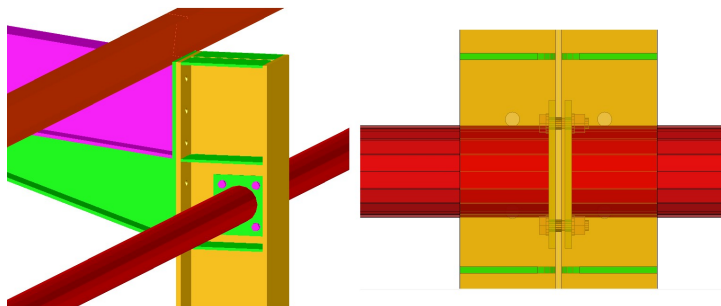


Figura 17 - Ligação viga de travamento

Para além dos contraventamentos, também as ligações dos pórticos principais foram detalhadas, mais uma vez, seguindo as indicações da equipa projetista. Tendo em conta que, no modelo de cálculo, o nó entre o pilar e a travessa do pórtico foi considerado como encastrado, a ligação foi efetuada com o intuito de ser rígida, com passagem de momento, recorrendo assim ao reforço desse nó com um *bracket*, com a mesma secção da travessa e com o comprimento definido no modelo de cálculo. Para além disso, o nó foi reforçado com cutelos em todas as interseções, com o objetivo de o tornar mais rígido, diminuindo assim as deformações nos banzos do pilar, como representado na Figura 18.

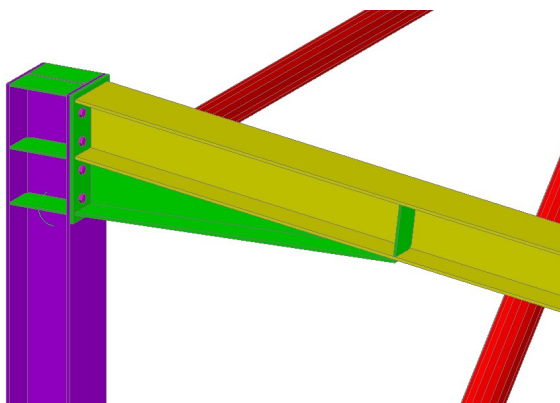


Figura 18 - Ligação entre pilar e travessa do pórtico principal

Durante a modelação das ligações prestou-se especial atenção às regras relativas às disposições dos elementos que constituem a ligação, nomeadamente a distância entre parafusos e a distância dos parafusos ao bordo da chapa. Para além disso, a geometria das ligações foi também pensada do ponto de vista da exequibilidade. Após a definição geométrica, todas as ligações foram verificadas e dimensionadas no modelo de cálculo.

Para finalizar o modelo 3D colocaram-se as madres de cobertura e fachada, constituídas por perfis IPE 160, conforme representado na Figura 19, que serviriam de suporte ao revestimento da unidade



industrial. As madres foram dispostas de forma a serem solicitadas no seu eixo forte, apresentando um espaçamento de 1,50 m na cobertura e 1,00 m na fachada. No seu eixo de menor inércia encontravam-se travadas a meio vão por um perfil tubular de secção CHS 33.7x4.

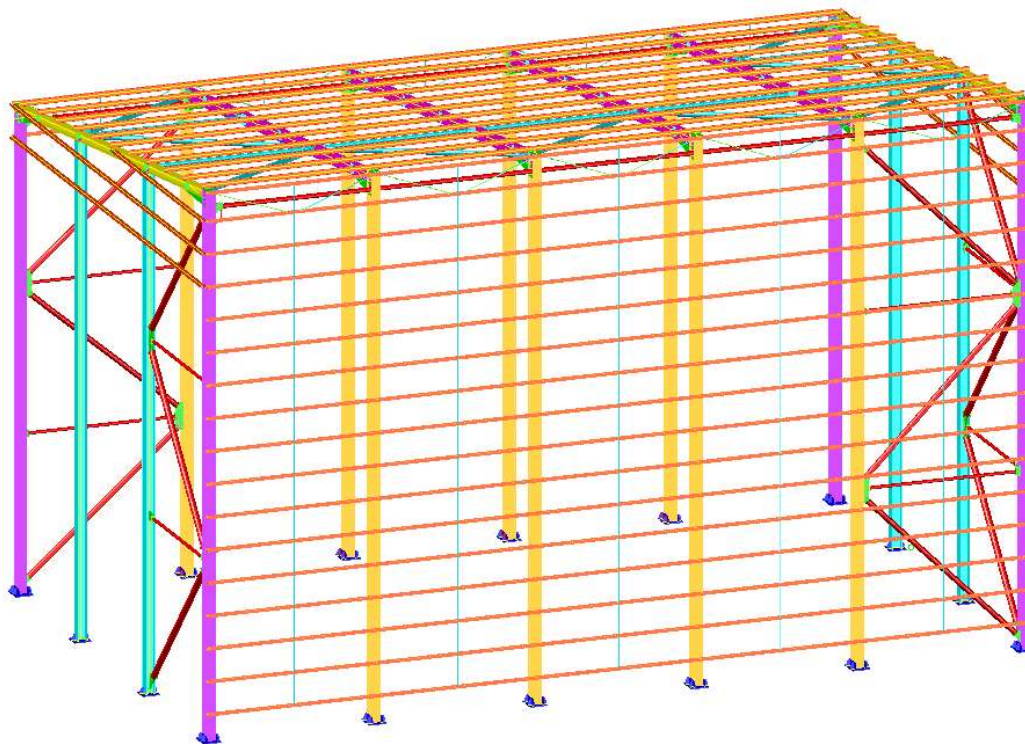


Figura 19 - Modelo 3D - Colocação de madres IPE 160

Concluído o modelo geométrico 3D, o passo seguinte foi a preparação das peças desenhadas do projeto de execução. Assim, foram extraídas do modelo elaborado no “AutoCAD Structural Detailing” a planta de implantação de pilares, a planta de cobertura, os alçados, os cortes estruturais necessários à boa definição geométrica da unidade industrial e a geometria das ligações. Posteriormente, recorrendo ao software “AutoCAD”, foi completada a informação presente nos desenhos começando pela definição de uma grelha geométrica da implantação da unidade industrial, colocação de dimensões e cotas altimétricas, colocação da legenda e numeração dos elementos estruturais, pormenorização das ligações metálicas e elaboração de pormenores, como por exemplo, o pormenor de piso térreo, pormenores de fundação, entre outros. No final, os desenhos que compõem o projeto de execução foram organizados em folhas de forma coerente, acompanhados do quadro de materiais e especificações técnicas necessárias à execução, resultando as seguintes peças desenhadas:

- Folha de pormenores gerais;
- Planta e pormenores de fundação;
- Planta de piso térreo e cobertura;

- Cortes e alçados estruturais;
- Pormenores de ligação.

Na Figura 20 e Figura 21 são apresentadas, como exemplo das peças desenhadas produzidas, a planta de piso e a pormenorização de uma ligação metálica.

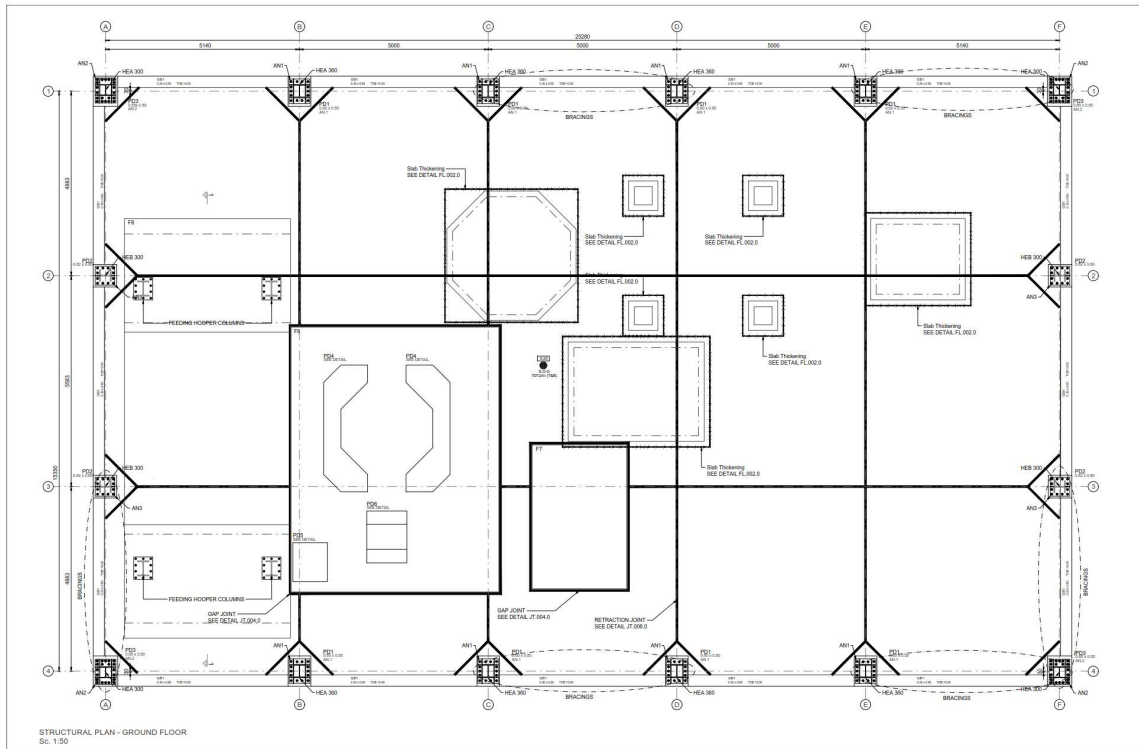


Figura 20 - Planta de piso térreo

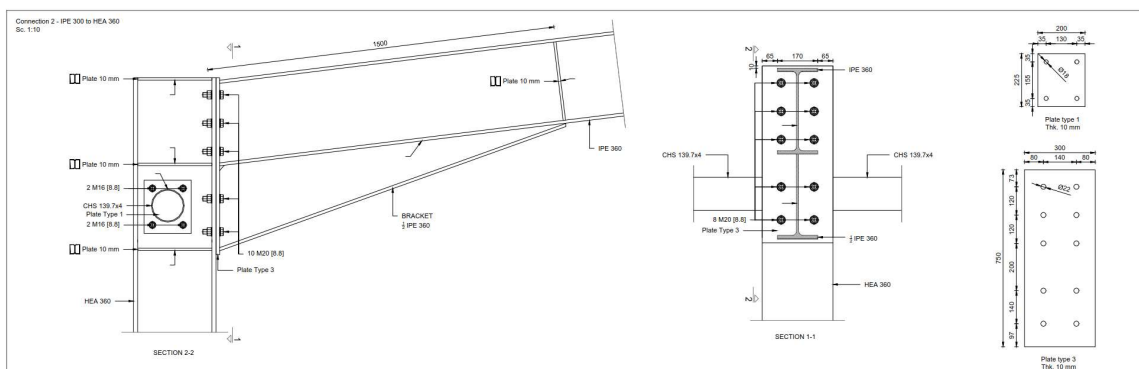


Figura 21 - Pormenor de ligação metálica

Para além das peças desenhadas foi também necessário elaborar o mapa de trabalhos e quantidades relativo à estrutura. Para isso, a partir do modelo geométrico elaborado retirou-se uma tabela com a quantidade de aço utilizada por cada secção transversal. Posteriormente, transcreveram-se estas quantidades para o modelo de mapa de trabalhos e quantidades da empresa, colocando os respetivos descritivos e as medições dos restantes elementos estruturais que não foram contemplados no modelo geométrico 3D.



## 2.4. Unidade industrial – “BTP Tocha”

### 2.4.1. Descrição e enquadramento

O edifício, objeto deste projeto, destinado ao armazenamento de produtos resultantes do processamento da casca de pinheiro, é uma unidade industrial constituída por uma nave com 40 metros de vão e uma altura máxima, medida até à cumeeira, de 11,45 metros. A cobertura desta unidade industrial apresenta duas águas simétricas com inclinação de 5 graus, cobrindo uma área de implantação de 40 por 80 metros, isto é, 3200 m<sup>2</sup>, como representado na Figura 22.

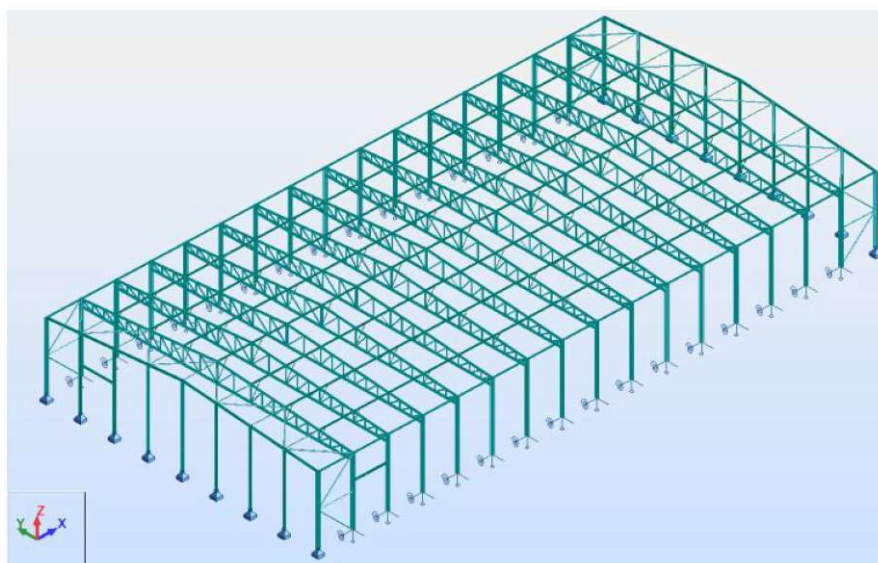


Figura 22 - Esquema estrutural da unidade industrial

A superestrutura metálica é composta por pórticos transversais espaçados de 6,00 metros nos vãos centrais e espaçamentos menores nos vãos de extremidade. Estes pórticos são constituídos por perfis metálicos normalizados, apresentando os pilares secções transversais do tipo HEB 300 (pórticos principais), representado na Figura 23, e IPE 270 (pórticos de empena).

O sistema estrutural da cobertura é composto por uma treliça constituída por perfis do tipo HEA 140 ao nível da corda superior e inferior e perfis de secção SHS 50x50x4 a SHS 70x70x4 para as diagonais. Estas treliças encontram-se estabilizadas na corda inferior por perfis CHS 88.9x4.

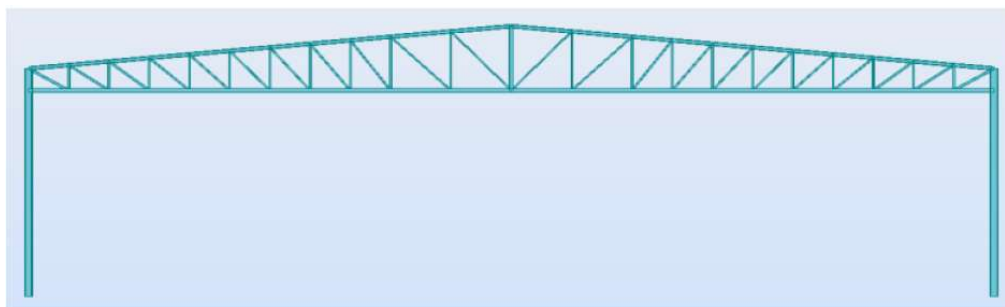


Figura 23 - Constituição do pórtico principal do edifício

O travamento da estrutura é conferido tanto pela rigidez dos pórticos como pelos contraventamentos que se dispõem nas fachadas e pelos travamentos que se desenvolvem nos planos da cobertura. Os elementos que materializam estes travamentos são constituídos por perfis do tipo CHS 139.7x8 e CHS 88.9x4.

A estrutura metálica secundária é constituída por perfis enformados a frio de secção tipo “C”, que suportam o revestimento de cobertura, encontrando-se ligados à corda superior das treliças principais. Perfis da mesma tipologia e com as mesmas características constituem a estrutura secundária das fachadas, apresentando-se dispostos horizontalmente e ligados diretamente aos pilares da estrutura principal. Estes elementos secundários encontram-se travados no seu eixo de menor inércia por um perfil de secção transversal CHS 33.7x1.5, estabilizados na cumeeira por diagonais em varão de 20 mm. O piso térreo é constituído por um pavimento betuminoso composto por duas camadas betuminosas sobrepostas a duas camadas de tout-venant devidamente compactado.

#### **2.4.2. Apresentação e aprendizagem dos softwares “Autodesk Revit” e “IDEA StatiCa Connection”**

##### *Autodesk Revit*

O Autodesk Revit é um software para arquitetura e engenharia, que permite aos utilizadores projetar um edifício em 3D em que todos os seus componentes contêm informação relativa às suas características, como por exemplo, o material que os constitui, as dimensões, as suas propriedades físicas e mecânicas, entre outros.

Desta forma, o Revit permite trabalhar em colaboração com as diversas áreas de engenharia e arquitetura envolvidas no projeto. Desta forma é possível compatibilizar as diversas especialidades em tempo real permitindo mitigar problemas, otimizar o tempo de elaboração do projeto e elevar a qualidade do mesmo. Para além de todas as valências de um software de modelação, o Revit permite também a elaboração de desenhos e pormenores 2D a partir do modelo 3D.

A nível de ambiente de trabalho, representado na Figura 24, o Revit é bastante intuitivo permitindo ao utilizador manipular edifícios ou conjuntos inteiros (no ambiente do projeto) ou elementos 3D individuais (no ambiente do editor de famílias). As suas ferramentas de modelação podem ser utilizadas com objetos nativos do Revit, ou em objetos sólidos importados.

No software, existem muitas categorias de objetos (famílias do Revit), dividindo-se em três grupos, da seguinte forma:

- Famílias do sistema, que estão pré-definidas por defeito, como por exemplo, paredes, lajes, pilares, revestimentos, entre outros;

- Famílias/componentes externos, que são criadas/desenvolvidas pelo utilizador, através de extrusões e sólidos de revolução, e carregadas no projeto;
- Famílias locais, que são elaboradas in situ pelo utilizador para utilizar naquele projeto em específico.

As famílias do Revit podem ser criadas como modelos paramétricos com dimensões e propriedades, permitindo ao utilizador modificar um determinado elemento alterando os parâmetros predefinidos, como por exemplo, a altura, largura, material, entre outros. Desta forma, uma família define uma geometria que é controlada parametricamente.

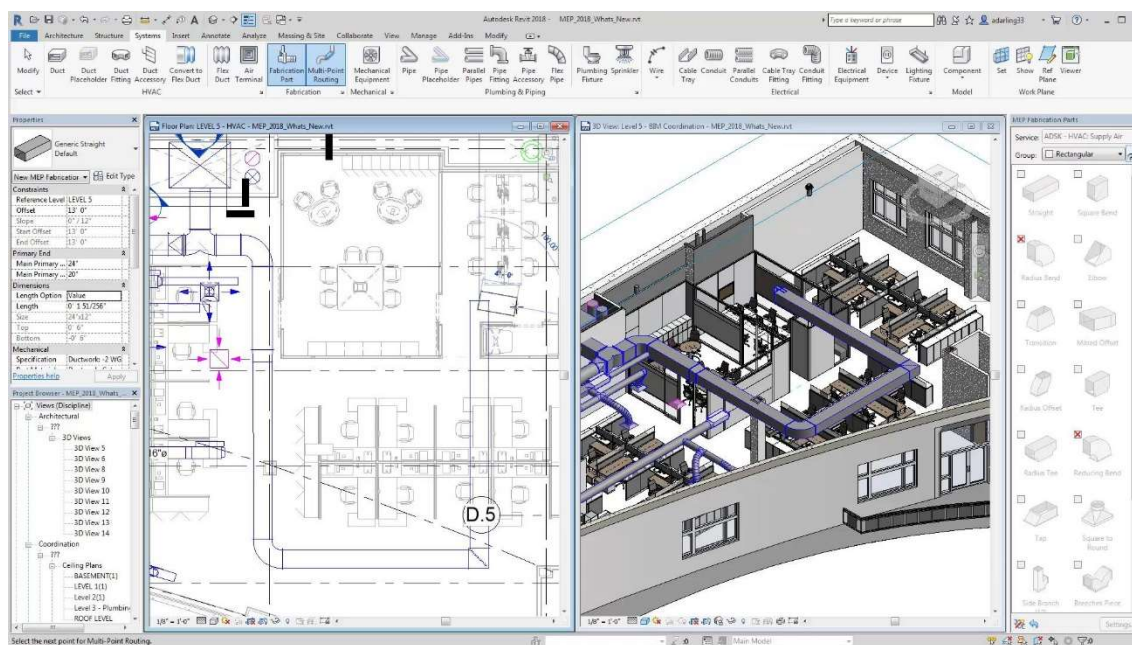


Figura 24 - Interface gráfica do software Revit

### IDEA StatiCa Connection

O IDEA StatiCa é um software de engenharia dedicado ao dimensionamento e verificação de vigas, nós, ligações, secções transversais e detalhes de estruturas metálicas. Baseado num método de cálculo chamado CBFEM (Component Based Finit Element Model) o software permite a análise de qualquer tipo de ligação, sem limitações de geometria, número de elementos ou tipo de carregamento.

Dotado de um ambiente de trabalho simples e intuitivo, como representado na Figura 25, é possível modelar, de forma manual, cada componente da ligação diretamente no software ou importar o nó a analisar, com todos os seus componentes e esforços, a partir do modelo de cálculo da estrutura.

A nível de valência, o software permite executar análises de tensões nos componentes da ligação, encurvadura de chapas, rigidez do nó da ligação e análise de resistência global do nó. Desta forma é possível efetuar a verificação de uma ligação com bastante rapidez e eficiência, podendo otimizar

cada um dos componentes da ligação individualmente. Para além do cálculo, o software gera ainda um relatório completo da análise efetuada, com toda a informação relativa ao material, às peças que compõem a ligação, às ações consideradas, entre outros. Este relatório pode ainda incluir desenhos esquemáticos da ligação e a quantificação do material nela despendido.

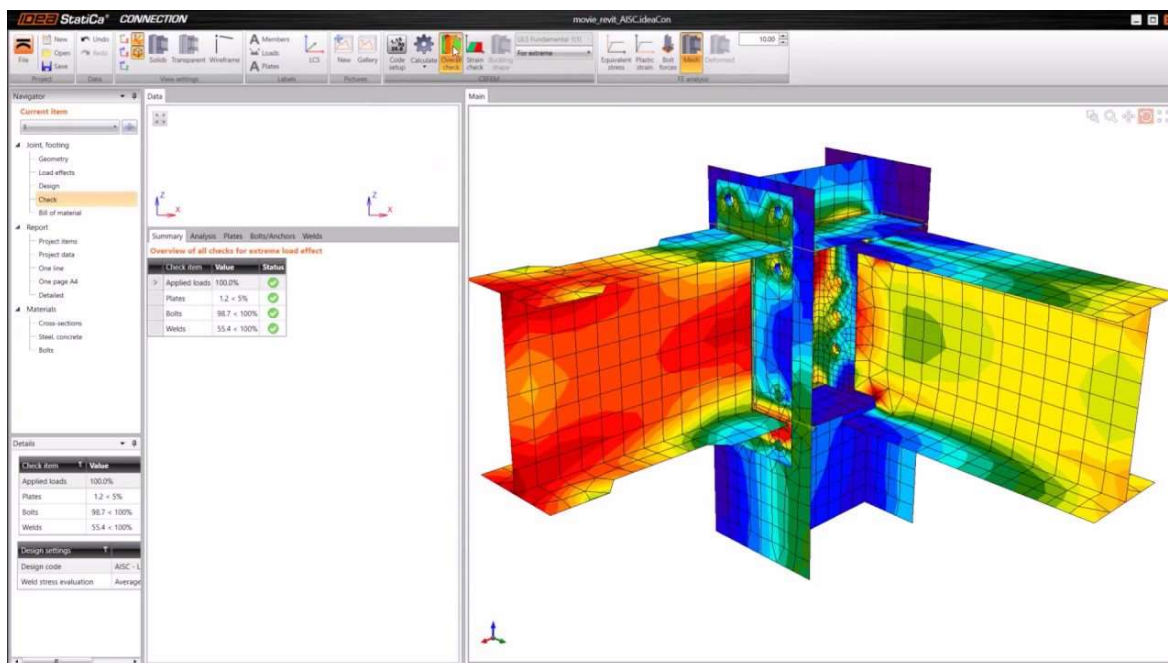


Figura 25 - Interface gráfica do software IDEA StatiCA Connection

A aprendizagem destes softwares foi proporcionada, numa fase inicial, pela equipa projetista, fornecendo exemplos de outros projetos realizados com estes softwares e esclarecendo algumas dúvidas que iam surgindo durante a utilização dos mesmos. Esta introdução foi essencial para perceber o funcionamento e a utilidade destes softwares, no entanto, para ter um completo domínio dos mesmos e ter capacidade de resposta para a realização das tarefas solicitadas recorreu-se a manuais de utilização e a vídeos explicativos dos mesmos.

#### **2.4.3. Função desempenhada – Elaboração de modelo Revit 3D, cálculo de ligações metálicas, execução de peças desenhadas e medições**

A elaboração de modelos tridimensionais tem vindo a ganhar especial atenção nos últimos anos. Apresentando inúmeras vantagens, como por exemplo, a visualização de um modelo paramétrico, a deteção de conflitos, a possibilidade de num só modelo englobar as várias especialidades, a informação contida relativa a cada componente do modelo, o aumento de produtividade e a facilidade de realizar intervenções/alterações ao projeto, fazem com que a realização de um modelo Revit 3D se torne praticamente indispensável aquando da elaboração de um projeto.

Para além das vantagens do modelo na interligação entre as várias especialidades, este permite também a troca de informação entre softwares de interesse para o projeto de estruturas, tais como, programas de cálculo estrutural, desenho, entre outros. Estas relações assentam num intercâmbio que permite a bidirecionalidade da informação, ou seja, as alterações efetuadas à estrutura no modelo de cálculo durante a fase de análise e dimensionamento são reconhecidas no modelo Revit 3D. Desta forma, a probabilidade de ocorrência de erros é diminuída pois deixa de ser necessário atualizar manualmente os dois modelos durante a fase de análise e dimensionamento.

Tendo presente todas estas vantagens, no sentido de continuar o trabalho já iniciado pela equipa projetista da R5e Consulting Engineers em à utilização destes modelos, optou-se pela elaboração de um modelo para o projeto em assunto. Deste modo, recorrendo ao software Autodesk Revit e tendo por base a arquitetura e o pré-dimensionamento, iniciou-se a modelação com a implantação dos pilares dos pórticos principais e dos pórticos de empena. Posteriormente, criaram-se as famílias das treliças principais de cobertura e da treliça central, permitindo definir a sua geometria de forma paramétrica, ou seja, depois de implantadas seria possível modificar a sua altura, comprimento ou o espaçamento entre diagonais, alterando esses parâmetros nas suas propriedades.

Para finalizar esta primeira fase, implantaram-se estas treliças no modelo, bem como as vigas de fecho dos pórticos de empena, representado na Figura 26.

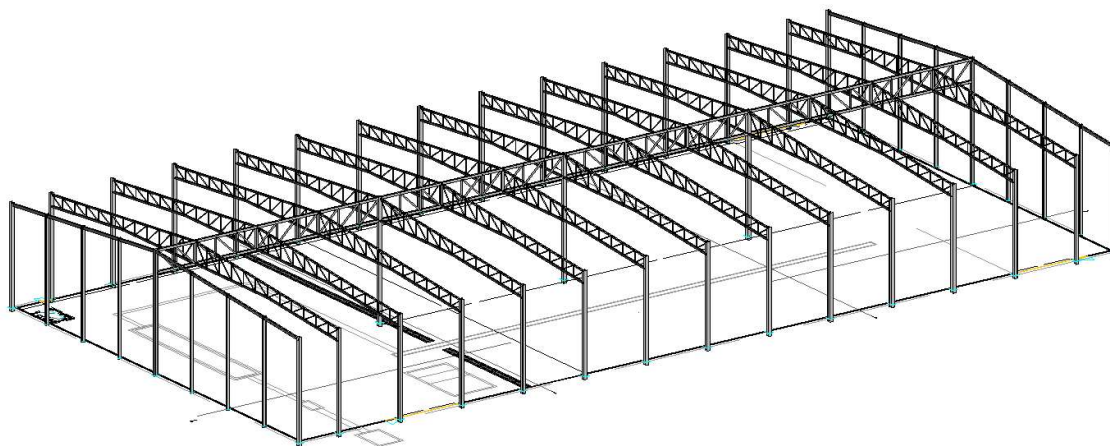
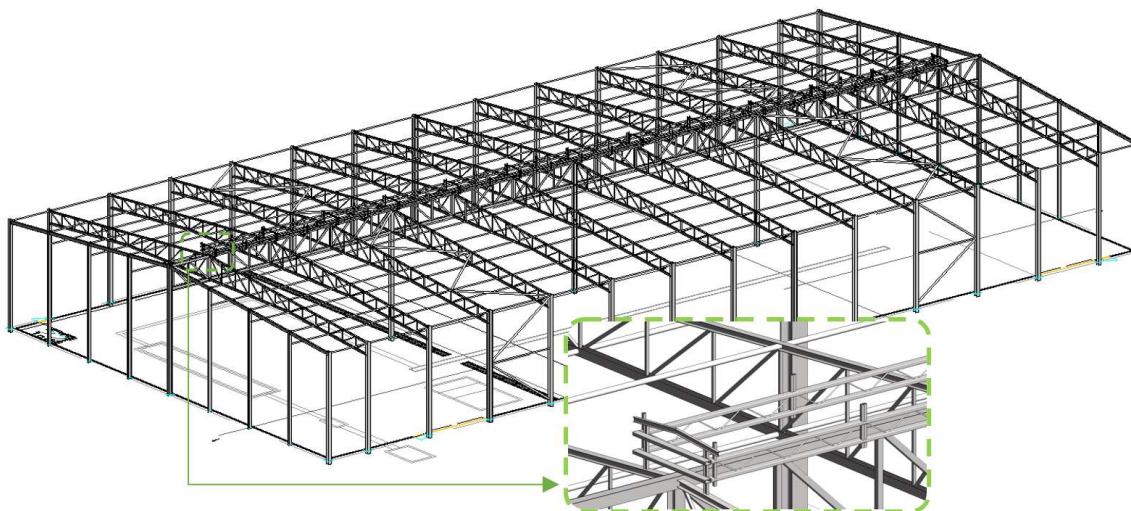


Figura 26 - Pórticos principais da unidade industrial

Postos isto, colocaram-se os travamentos da corda superior e inferior das treliças dos pórticos principais, localizados aos terços de vão e compostos por perfis tubulares de secção transversal CHS 88.9x4 que se desenvolviam perpendicularmente às treliças, em todo o comprimento da unidade industrial. Ao nível das fachadas existiam contraventamentos em forma de K, também eles constituídos por perfis tubulares de secção transversal CHS, localizados entre dois pórticos consecutivos, junto às empenas da unidade industrial. Para finalizar a modelação da estrutura



metálica principal implantou-se a cumeeira ventilada, formada por perfis IPE 80 nos pórticos e perfis RHS 120x60x4 nas treliças nas laterais.



Para efetuar o cálculo da estrutura, utilizou-se o modelo analítico gerado pelo Revit a partir do modelo geométrico 3D. Desta forma, foi necessário fazer alguns ajustes ao modelo analítico, nomeadamente aos nós entre as barras das treliças e as barras dos pilares, antes de efetuar a exportação para o Robot Structural Analysis. Após os ajustes, colocaram-se os apoios na base dos pilares e criaram-se os casos de carga. Posto isto, utilizou-se o plug-in de integração direta entre o Revit e o Robot Structural Analysis, representado na Figura 27, para fazer a exportação do modelo analítico para o programa de cálculo, procedendo assim à análise e dimensionamento da estrutura metálica. Depois da estrutura metálica verificada, aproveitou-se o facto da informação ser bidirecional e atualizou-se o modelo de Revit a partir do modelo de cálculo, transferindo as alterações efetuadas, ao nível das secções transversais, de forma automática.

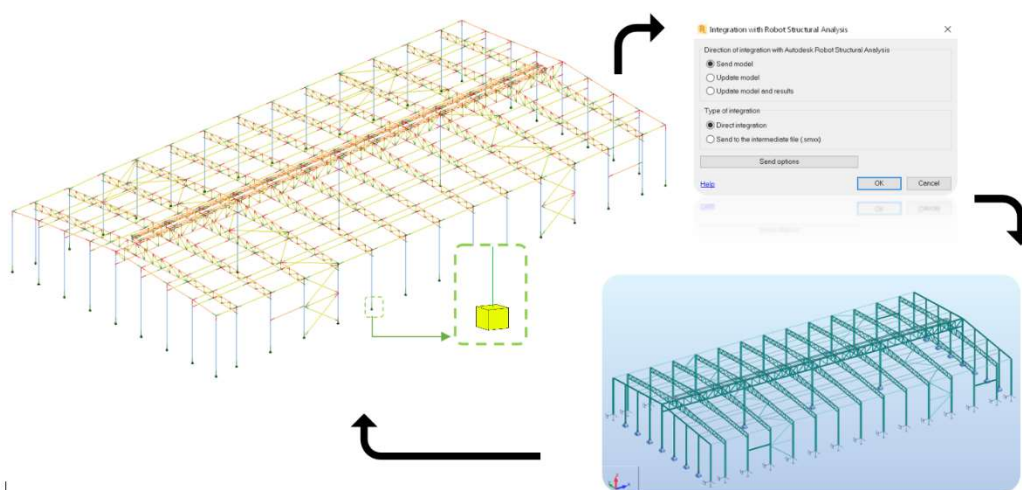


Figura 27 - Interoperabilidade entre o software Revit e o software Robot Structural Analysis

Para além da estrutura metálica, a superestrutura compreendia ainda elementos em betão armado, nomeadamente fundações diretas, plintos e vigas periféricas de fundação. Assim, após o dimensionamento destes elementos por parte da equipa projetista da R5e Consulting Engineers, procedeu-se à sua implantação no modelo de Revit, respeitando as cotas indicadas para a base das fundações e para o topo do piso térreo. As vigas periféricas, para além de conferirem o travamento da estrutura, serviam como limite do piso térreo e, neste caso em particular, encontravam-se mais altas que os plintos, como representado na Figura 28, para permitir que o chumbadouro dos pilares ficasse completamente embebido no betão.

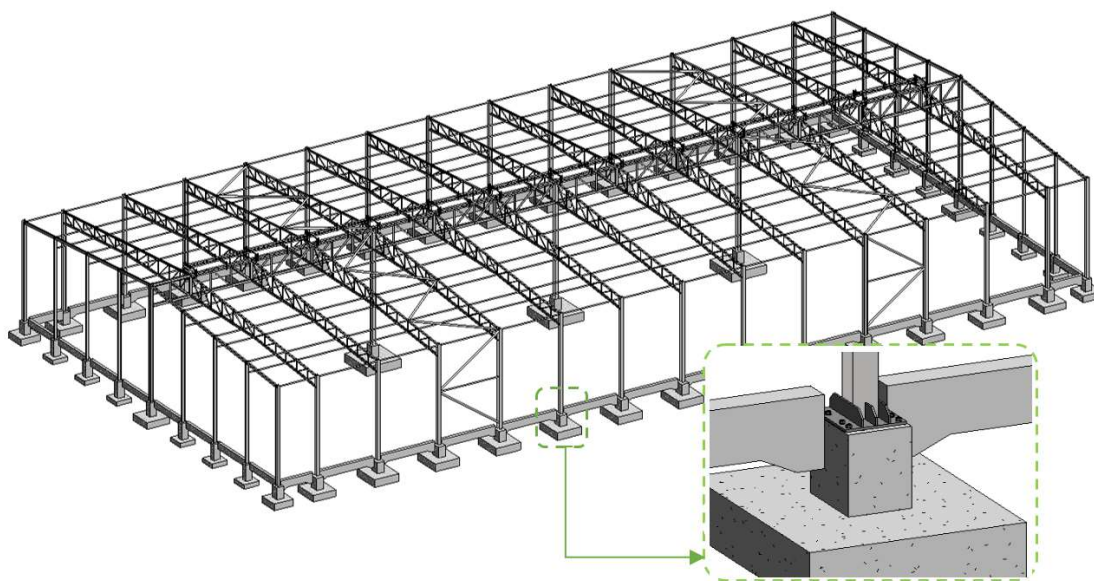


Figura 28 - Elementos de fundação da unidade industrial

Com a superestrutura modelada e dimensionada passou-se à preparação das ligações metálicas principais, nomeadamente entre os plintos e os pilares, entre as treliças de cobertura e os pilares de fachada, entre a treliça principal e os pilares interiores, entre as treliças de cobertura e a treliça principal e entre os contraventamentos de fachada e os pilares de fachada. Deste modo, exportaram-se os nós das ligações em causa do modelo de cálculo para o software IDEA Statica Connection, permitindo transferir a geometria do nó, bem como os esforços internos de cada barra para as diversas combinações consideradas no cálculo da estrutura metálica. Posto isto, com a ajuda da equipa projetista, determinou-se o tipo de ligação a considerar, neste caso, ligações aparafusadas, e definiu-se a sua geometria, nomeadamente a espessura das chapas de topo das cordas das treliças, o posicionamento dos parafusos, o posicionamento dos cutelos de reforço, o tipo de solda a considerar, entre outros. Com a geometria modelada, correu-se o cálculo no software, para as várias ligações, gerando-se uma malha de elementos finitos e um diagrama das tensões instaladas em cada peça da ligação, como representado na Figura 29, Figura 30, Figura 31, Figura 32 e Figura 33.

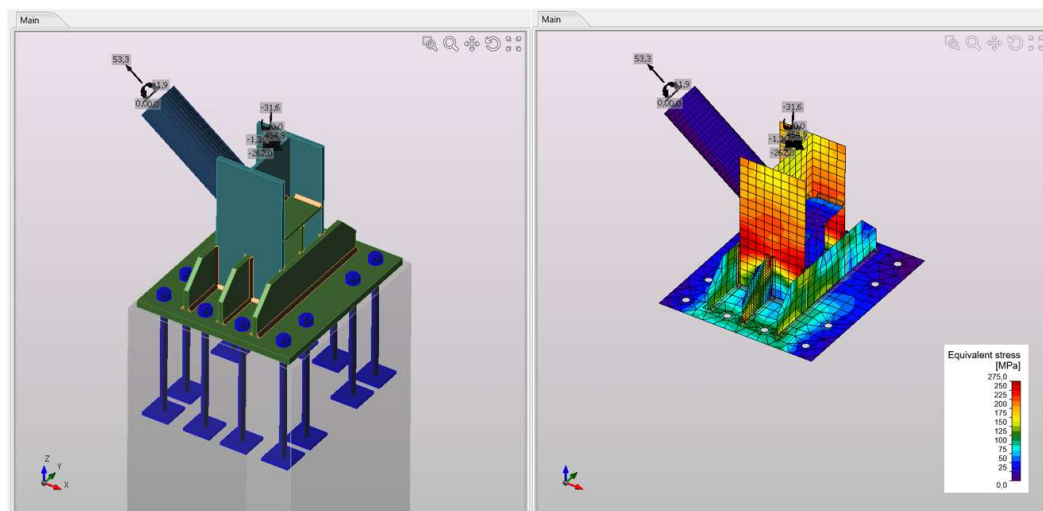


Figura 29 - Ligação pilar - plinto

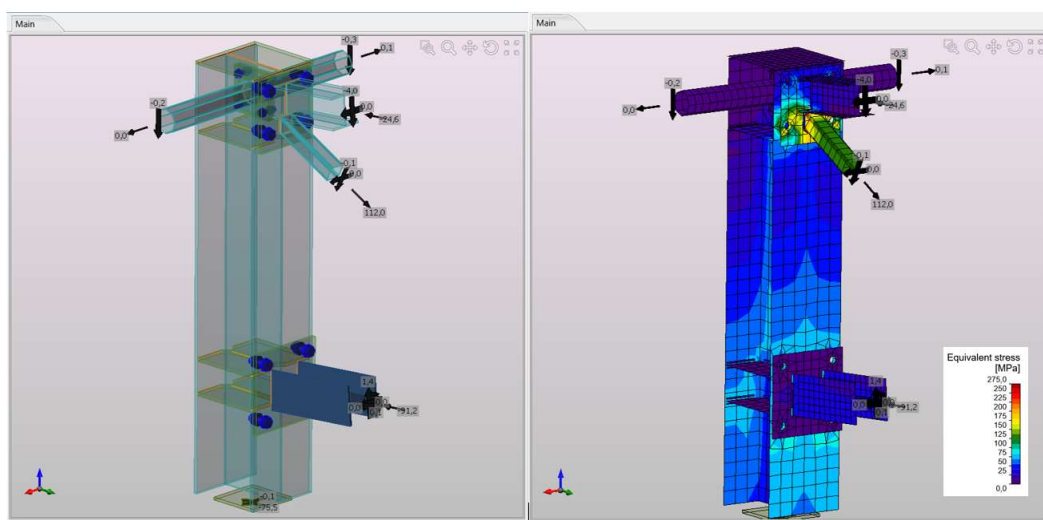


Figura 30 - Ligação treliça de cobertura - pilar de fachada

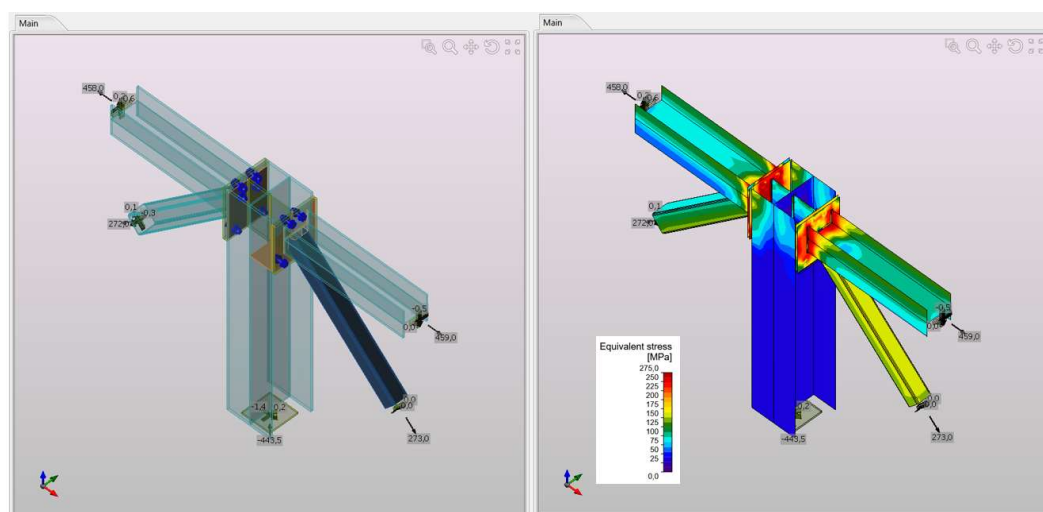


Figura 31 - Ligação treliça principal - pilar interior



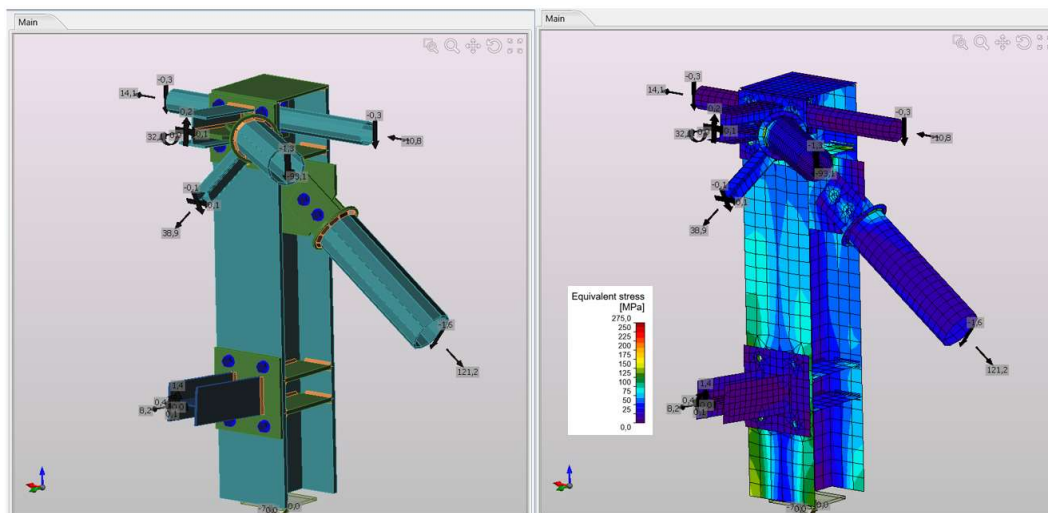


Figura 32 - Ligação dos contraventamento de fachada aos pilares

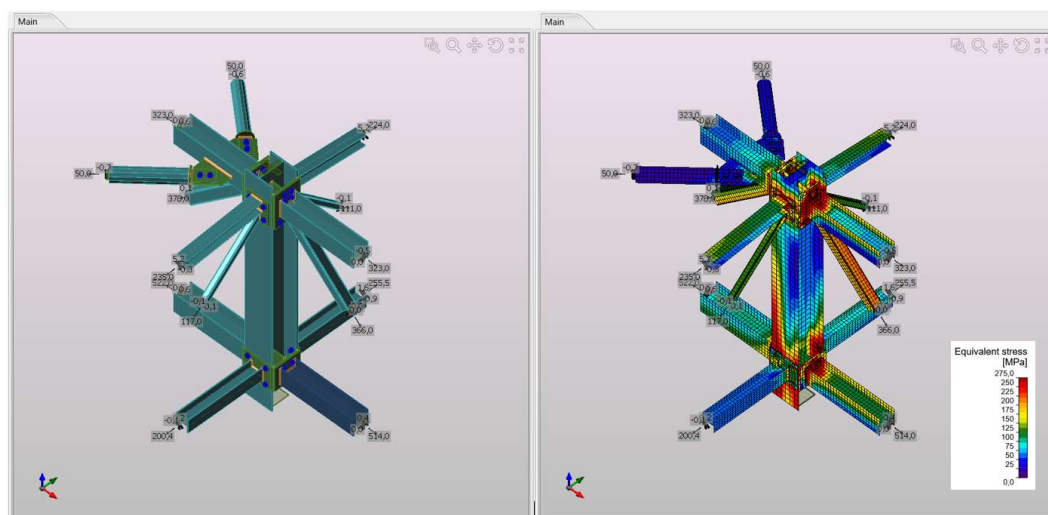


Figura 33 - Ligação treliça principal e treliça de cobertura a pilar interior

Após o dimensionamento e verificação de todas as ligações, conforme notas de cálculo do anexo A, continuou-se o modelo de Revit com a colocação da estrutura metálica secundária, composta por madres enformadas a frio de secção transversal C160x65x18x2.5 na fachada e madres enformadas a frio de secção transversal C220x65x18x2.5 na cobertura. Seguidamente, colocou-se o piso térreo, bem como os pilares e a viga de coroamento, que sustentavam a parede de alvenaria que se desenvolvia pelo lado interior da unidade industrial, com uma altura de 2,30 m, em todo o seu perímetro. Além disso, colocaram-se ainda os painéis pré-fabricados, situados nas fachadas laterais, com a função de reter o material derivado casca de pinheiro. Estes painéis, com dimensões 6,00x1,50x0,20, encontravam-se em contacto com os pilares de fachada, ligados através de uma cantoneira aparafusada a ambos os elementos. No final, para completar o modelo, colocou-se o revestimento exterior de fachada e cobertura, composto por uma chapa de zinco simples canelada. Na Figura 34 é apresentado o modelo de Revit finalizado.

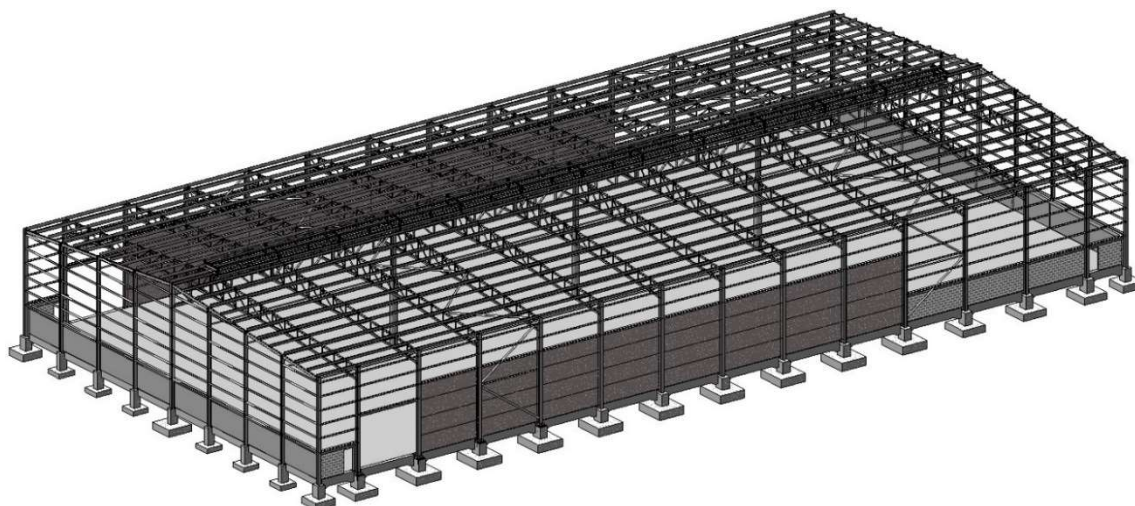


Figura 34 - Modelo estrutural geométrico em Revit

Com o modelo de Revit finalizado iniciou-se a preparação das peças desenhadas do projeto de execução. Assim, extraíram-se a partir do modelo 3D as plantas estruturais de fundações, piso térreos e cobertura, bem como os cortes e alçados necessários à boa definição geométrica da unidade industrial. Posteriormente, criou-se uma grelha de geométrica 2D e legendaram-se e cotaram-se todos os elementos estruturais utilizando as ferramentas de anotação do Revit. Para finalizar as peças desenhadas produziram-se alguns detalhes, tais como, ligações metálicas, pormenores de piso térreo e fundações, tabelas de sapatas, pormenores de fachada, pormenor da cumeeira ventilada, entre outros. Para além das peças desenhadas, elaborou-se também o mapa de quantidades, utilizando como referência os valores das quantidades obtidos através do modelo de Revit. Na Figura 35 encontra-se representado, como exemplo, a planta de fundações elaborada.

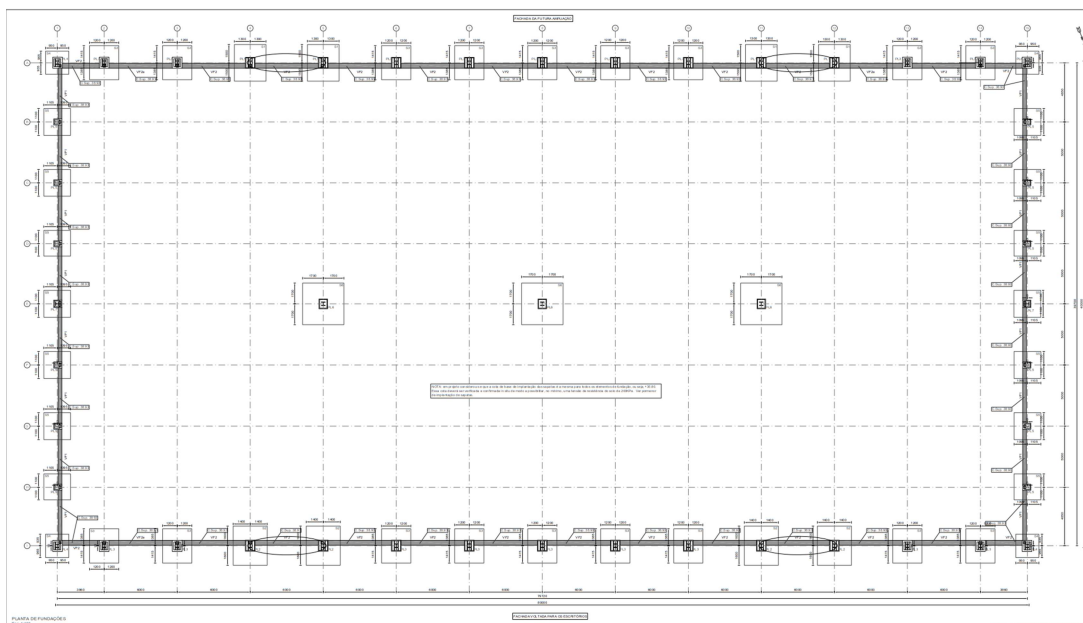


Figura 35 - Planta de fundações

## **2.5. Avançado na Fachada– “Unidade Industrial Pecol 2”**

### **2.5.1. Descrição e enquadramento**

A unidade industrial objeto deste projeto, destinada ao armazenamento de produtos para sistemas de fixação, é composta por três naves, cada uma delas com um vão de aproximadamente 15,00 m e uma altura de 9,60 m. A nível estrutural, as naves são constituídas por pórticos metálicos, espaçados de 6,00 m, com pilares de secção HEA e vigas de secção IPE que definem as duas águas da cobertura, com inclinação de aproximadamente 8°. Na direção perpendicular aos pórticos, a estrutura encontra-se travada com diagonais, de secção tubular CHS, existindo ainda, no topo das fachadas laterais e na cobertura, elementos de travamento também eles constituídos por perfis de secção transversal CHS.

A estrutura metálica secundária da cobertura e das fachadas é composta por madres enformadas a frio, de secção transversal do tipo C, apresentando-se estabilizadas no eixo de menor inércia por um tirante. Estas madres suportam o revestimento de fachada, em chapa simples, e o revestimento de cobertura, em chapa sandwich de 40 mm de espessura.

Ao nível das fundações, as naves assentam em sapatas em betão armado, sob numa camada de betão de limpeza. Em toda a periferia do edifício desenvolve-se uma viga lintel que confere o travamento estrutural ao nível das fundações e delimita o piso térreo.

### **2.5.2. Função desempenhada – Modelação e cálculo do avançado da fachada frontal da unidade industrial**

O trabalho efetuado neste projeto centralizou-se na análise, reforço e desenvolvimento do sistema estrutural do avançado da empena frontal de uma das naves industriais. Este avançado, cuja função seria resguardar a entrada da nave, apresentava um vão de 15,00 m, encontrando-se em consola, perpendicularmente à empena, cerca de 5,85 m. Uma vez que, da parte da entidade executante da estrutura metálica, já haviam sido produzidas e montadas as treliças em consola que dariam apoio ao avançado, o primeiro passo foi efetuar um levantamento, no local da obra, da constituição das treliças existentes, representadas na Figura 36.

Deste modo, junto com a entidade executante, procedeu-se à medição das treliças existentes no local bem como à elaboração de um croqui do esquema estrutural das mesmas, anotando os perfis que constituíam as cordas e as diagonais, o seu espaçamento e a sua altura útil.

Para além disso, utilizando um laser de medição e tomando como referência o piso térreo, confirmou-se o vão entre treliças e a suas cotas altimétricas, tanto da corda superior como da corda inferior, para posteriormente poder efetuar o modelo de cálculo.

As treliças existentes eram constituídas, ao nível das cordas, por perfis UPN 100 e, ao nível das diagonais por duas cantoneiras LNP 35x4, encontrando-se implantadas a uma altura de 6,00 m, medido até à corda inferior, e com uma altura útil de 1,67 m. De modo a completar a informação do levantamento, efetuou-se ainda um registo fotográfico.



Figura 36 - Levantamento da estrutura metálica existente - treliças de apoio do avançado

Com o levantamento da estrutura existente concluído, criou-se um modelo de Revit para poder projetar a solução estrutural do avançado e posteriormente efetuar o cálculo do mesmo. Assim, a primeira tarefa consistiu na modelação dos pórticos que constituíam a nave da unidade industrial, utilizando as cotas do levantamento efetuado no local da Obra. Seguidamente, modelaram-se as treliças existentes, baseadas também no levantamento efetuado. Posto isto, procedeu-se ao estudo da solução estrutural do avançado optando, em colaboração com equipa projetista da R5e Consulting Engineers, pela utilização de uma treliça de altura útil igual a 1,67 m constituída, ao nível das cordas, por perfis de secção transversal UPN 120 e perfis de secção SHS 50x50x5 para as diagonais. Tendo em conta que a altura total do avançado seria 3,70 m, optou-se pela utilização de pilaretes de secção IPE 120 espaçados de 1,80 m ligados diretamente à treliça inferior. Visto que o vão do avançado era considerável, cerca de 15,00 m, colocaram-se contraventamentos entre a treliça do avançado e a treliça das consolas, ao nível das cordas superior e inferior, constituídos por perfis CHS 88,9x5, bem como entre a treliça do avançado e o pórtico da nave industrial, ao nível da corda, inferior da treliça do avançado, constituídos por perfis CHS 114,3x5. Para além destes contraventamentos reforçou-se o travamento da nave, ao nível da cobertura, através da colocação de contraventamentos de secção CHS 114,3x4. Dadas as suas dimensões e tendo em conta a solicitação da entidade executante, o avançado seria constituído por duas peças simétricas, com um vão de 7,50 m cada, aparafusadas entre si. Na Figura 37 encontra-se representada uma isometria da estrutura do avançado.

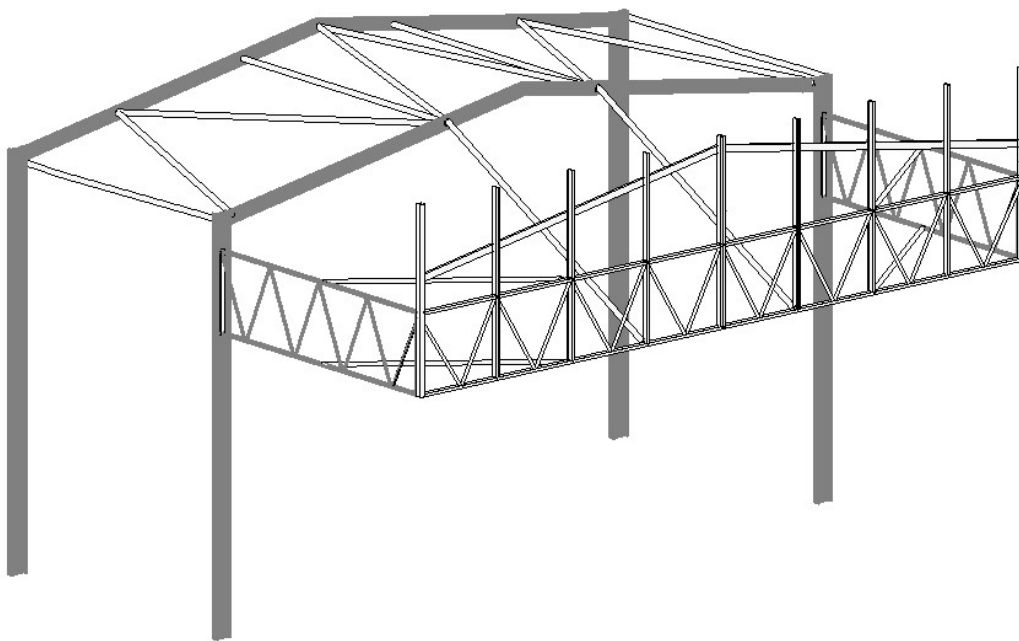


Figura 37 - Isometria estrutural do avançado

Tendo a definição geométrica e estrutural do avançado finalizada no Revit, exportou-se o modelo analítico para o software de cálculo Robot Analysis Structural, utilizando o plug-in de integração direta entre os dois softwares. Posto isto, colocaram-se os apoios da estrutura, neste caso apoios duplos, e simulou-se o travamento conferido pelas madres de cobertura através da colocação das mesmas, simplesmente apoiadas, conforme representado na Figura 38.

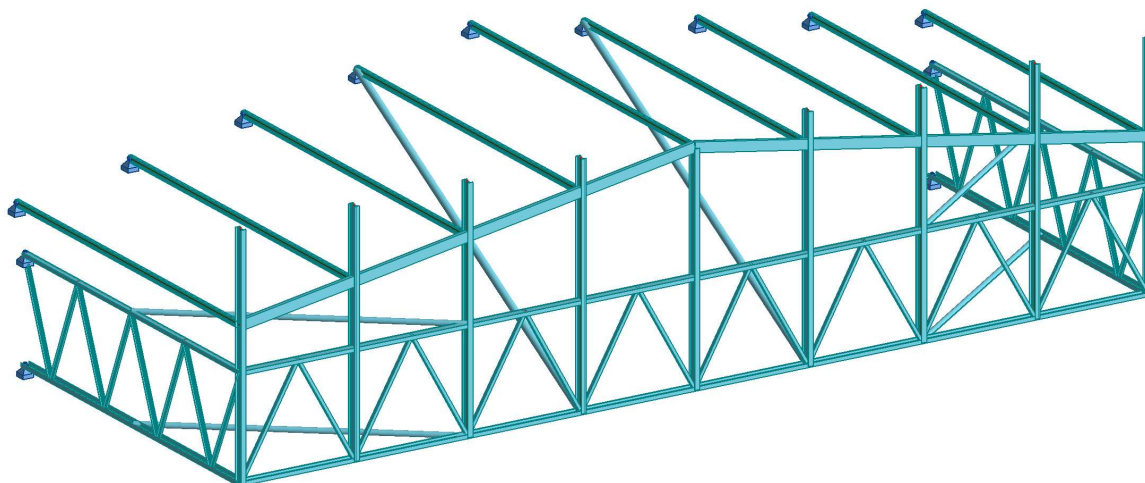


Figura 38 - Modelo de cálculo do avançado

Seguidamente, definiram-se as ações atuantes na estrutura tendo por base as disposições do Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de Edifícios e Pontes, bem como as regras e orientações do Eurocódigo 1. Assim, as ações podem ser divididas em dois grandes grupos, sendo eles ações de carácter permanente, que compreendem o peso próprio da estrutura e as restantes cargas



permanentes (por exemplo dos revestimentos) e ações de carácter variável, a que correspondem as sobrecargas. Na Tabela 1 estão resumidas as ações consideradas, assim como o valor adotado para essa ação e a sua natureza, fazendo ainda correspondência destas ações com os casos de carga introduzidos no software de cálculo.

Tabela 1 - Quantificação das ações atuantes na estrutura

Tipo de Ação	Valor adotado	Caso de Carga
<b>Ações Permanentes</b>		
- Peso próprio da estrutura metálica	7850 Kg/m <sup>3</sup>	DL1
- Peso das madres e revestimento de cobertura	0,125 kN/m <sup>2</sup>	RCP1
<b>Ações Variáveis</b>		
- Sobrecarga de Cobertura	0,40 kN/m <sup>2</sup>	SOB_COB
- Vento normal à fachada	$W_k = 0,90 \text{ kN/m}^2$	VENTO_1
- Vento paralelo à fachada	$\delta_p$ variável	VENTO_2
- Temperatura	+30° / -25°	TEMP1 e TEMP2

Posto isto, procedeu-se à aplicação das cargas no modelo de cálculo, utilizando os valores estimados anteriormente, multiplicados pelas respetivas áreas e larguras de influência, aplicando-os diretamente sobre os elementos estruturais. Na Figura 39 encontra-se esquematizada a operação de carregamento da estrutura.

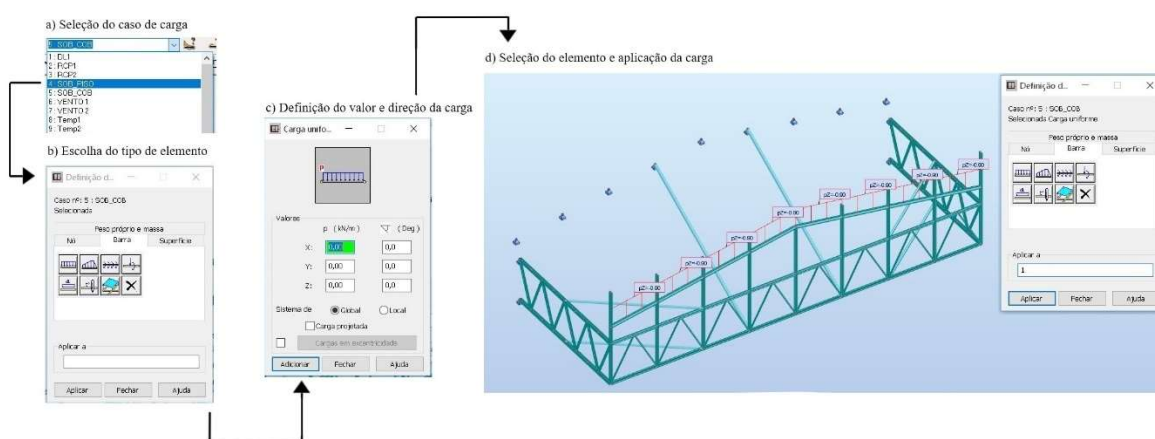


Figura 39 - Procedimento de aplicação de cargas no Robot Structural Analysis

Após a introdução das cargas no modelo de cálculo definiram-se as combinações de ações a utilizar. Na realização desta tarefa contou-se com a ajuda da equipa projetista da R5e Consulting Engineers, utilizando uma folha de cálculo com as combinações de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) já definidas. Desta forma, e uma vez que os casos de carga simples já haviam sido definidos de forma a serem compatíveis com esta folha, importaram-se as combinações de ações para o software de cálculo.

Com a geometria, as ações e as combinações de ações elucidadas, deu-se por concluída a definição numérica do modelo de cálculo. Assim, iniciou-se a definição das propriedades estruturais dos diversos elementos, a implementação das propriedades dos nós do modelo que levariam ao comportamento estrutural esperado e estabeleceram-se os parâmetros do código a seguir. Deste modo procedeu-se à definição dos “Member Types”, ou seja, definiram-se as propriedades comportamentais de cada elemento estrutural, como por exemplo os parâmetros de encurvadura por flexão, encurvadura lateral, métodos de verificação de segurança, critérios de verificação para o estado limite de serviço, forma esperada para os diagramas de forças naquele tipo de elemento, entre outros. Esta definição, para além de distinguir a função estrutural dos diversos elementos, proporciona uma melhor aproximação do comportamento real da estrutura. No decorrer desta tarefa, para além da orientação da equipa projetista da R5e Consulting Engineers, também os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico foram essenciais. Na Figura 40 encontra-se representado o menu de definição de “Member Types” do software de cálculo.

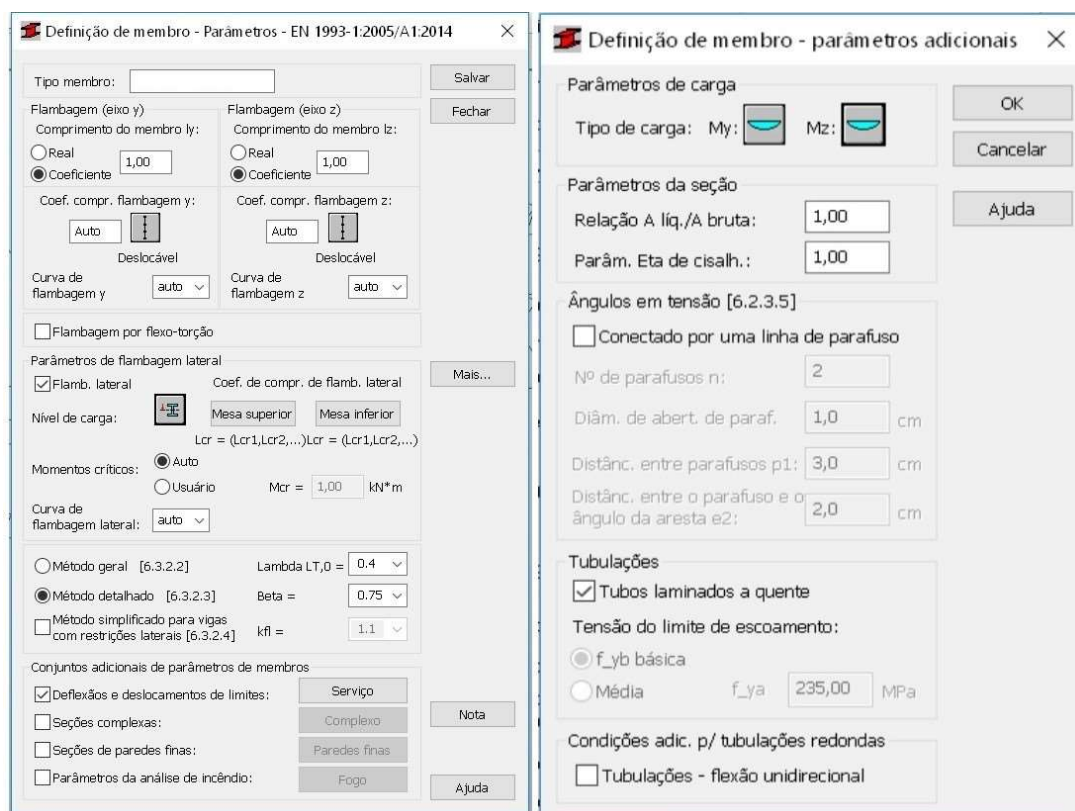


Figura 40 - Definição do tipo de membro

De forma a obter um comportamento estrutural realístico, um dos pontos fundamentais na elaboração do modelo de cálculo é a introdução de libertações nas barras. Desta forma, após uma análise de previsão comportamental da estrutura objeto deste projeto, introduziram-se algumas libertações, nomeadamente nas cordas da treliça do avançado, nos contraventamentos e na viga de topo do avançado, como representado na Figura 41.

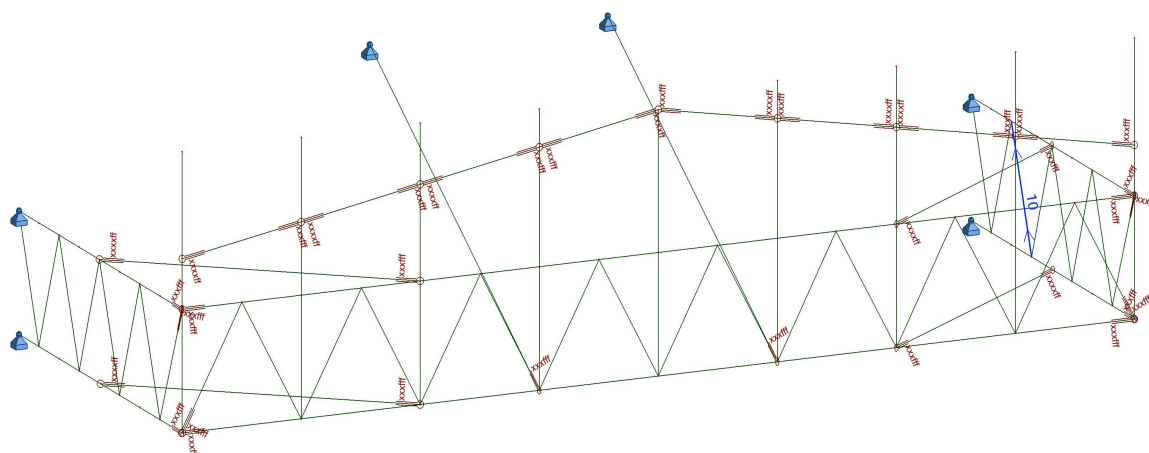


Figura 41 - Libertações colocadas nas barras do modelo de cálculo

Posto isto, efetuou-se o cálculo estrutural, permitindo obter as reações nos apoios bem como os esforços máximos instalados na estrutura. Seguidamente, efetuou-se o dimensionamento e verificação de todos os elementos que constituíam a estrutura. Numa primeira abordagem, as cordas e algumas diagonais das treliças existentes não suportavam o esforço nelas instalado, como representado na Figura 42.

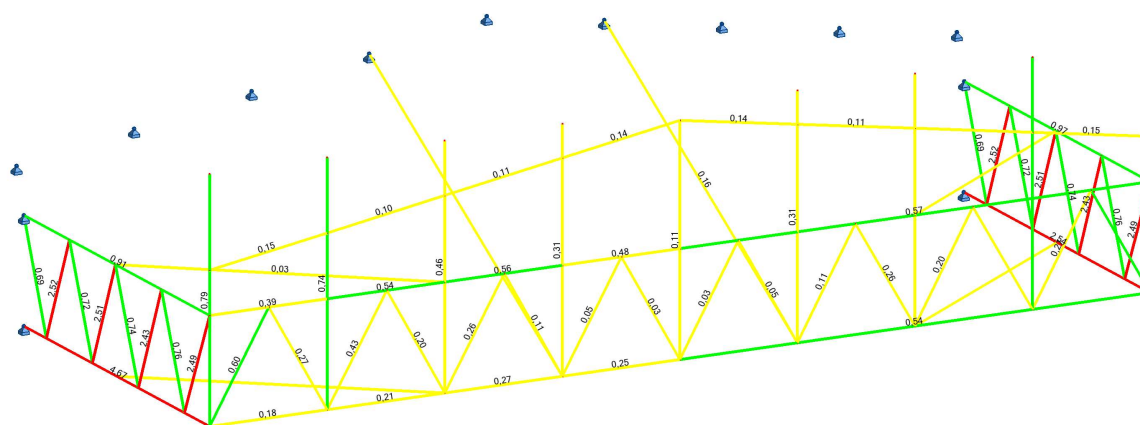


Figura 42 - Rácio dos elementos estruturais na primeira análise

Desta forma, foi necessário promover o reforço estrutural destas treliças optando, para as cordas inferiores, pela adição de mais um perfil UPN 100 soldado ao existente. Para as diagonais, seguiu-se o mesmo raciocínio, adicionando mais duas cantoneiras LPN 35x4 às existentes. Posto isto, procedeu-se novamente ao cálculo estrutural e, posteriormente, à verificação e dimensionamento dos elementos que constituíam a estrutura.

Após a implementação deste reforço, conseguiu-se que todos os elementos estruturais cumprissem os critérios de dimensionamento, no que toca à resistência da secção transversal, tendo uma relação entre o esforço atuante e o esforço resistente de, no máximo, 0,84, como representado na Figura 43.



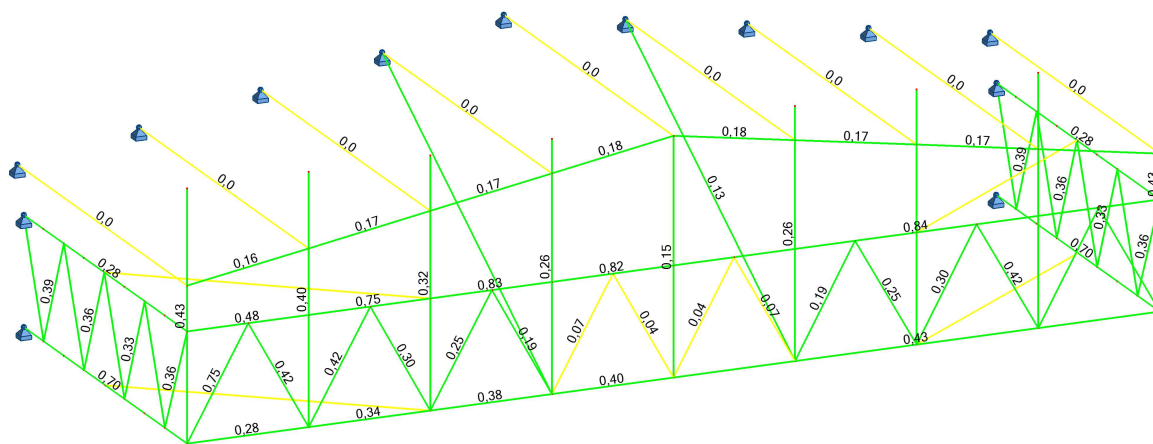


Figura 43 - Rácio dos elementos estruturais após reforço das treliças existentes

Uma vez que a nível de resistência, ou seja, Estado Limite Último, a estrutura cumpria todos os requisitos, efetuaram-se então as verificações para o Estado Limite de Serviço. Desta forma, verificaram-se as deformações máximas a que a estrutura estaria sujeita, comparando esse valor com o limite previamente estabelecido, neste caso,  $L/200$ .

A deformação máxima atingida, segundo o modelo de cálculo, seria 3,1 cm, ou seja,  $L/483$ , como representado na Figura 44, ficando muito aquém do valor limite estabelecido. Desta forma, foi considerado que a estrutura cumpria todos os requisitos de resistência e deformação, comprovado pelas notas de cálculo do anexo B, para o desempenho da sua função, adotando-se este esquema estrutural como versão final para execução.

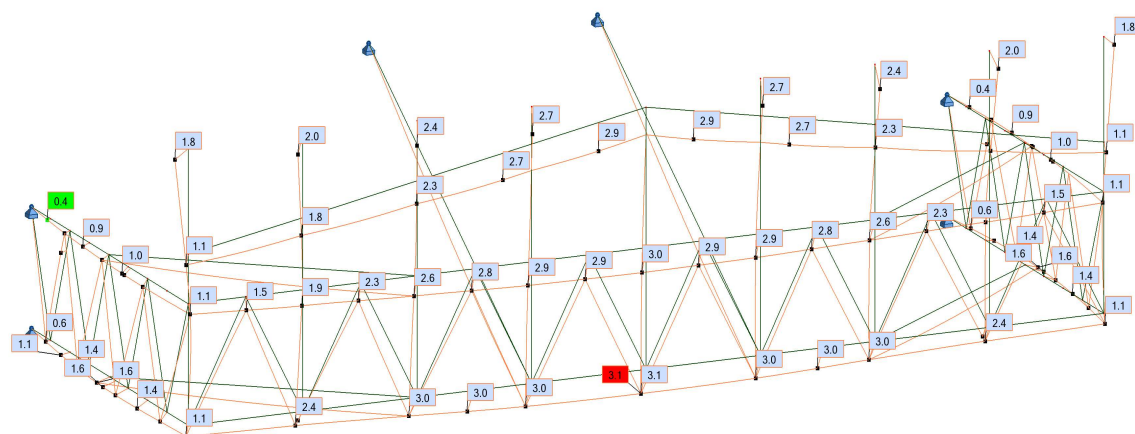


Figura 44 - Deformação da estrutura para Estado Limite de Serviço

Uma vez que durante a verificação e cálculo da estrutura foi necessário fazer algumas alterações, foi necessário atualizar o modelo de Revit para posteriormente produzir os desenhos de execução. Desta forma, recorreu-se à bidirecionalidade da informação para atualizar o modelo de Revit a partir do modelo de cálculo. Após a atualização do modelo, procedeu-se à elaboração dos desenhos de

execução necessários à boa definição da estrutura, representados pela Figura 45, Figura 46, Figura 48 e Figura 48.

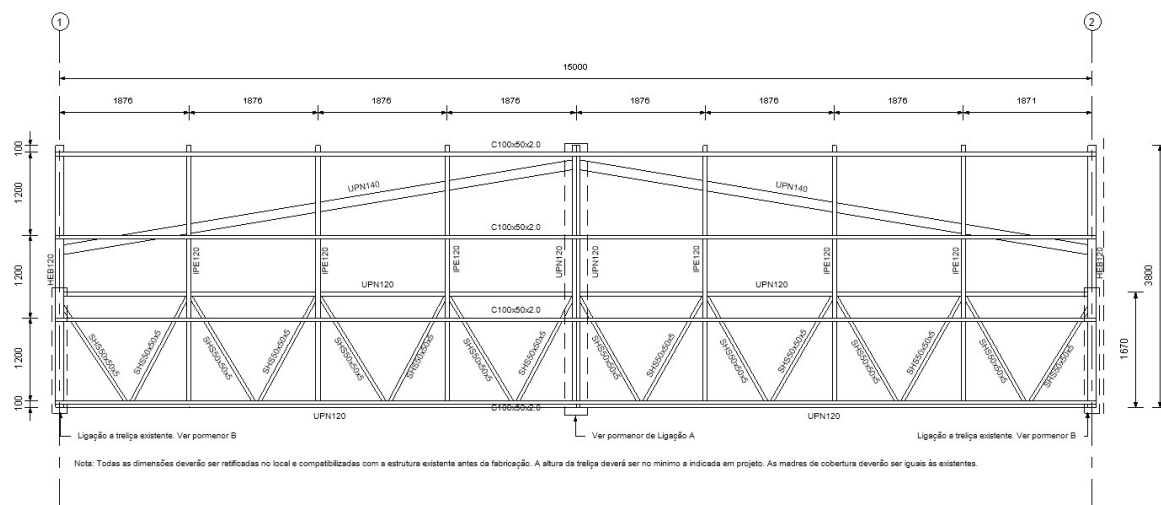


Figura 45 - Alçado frontal do avançado

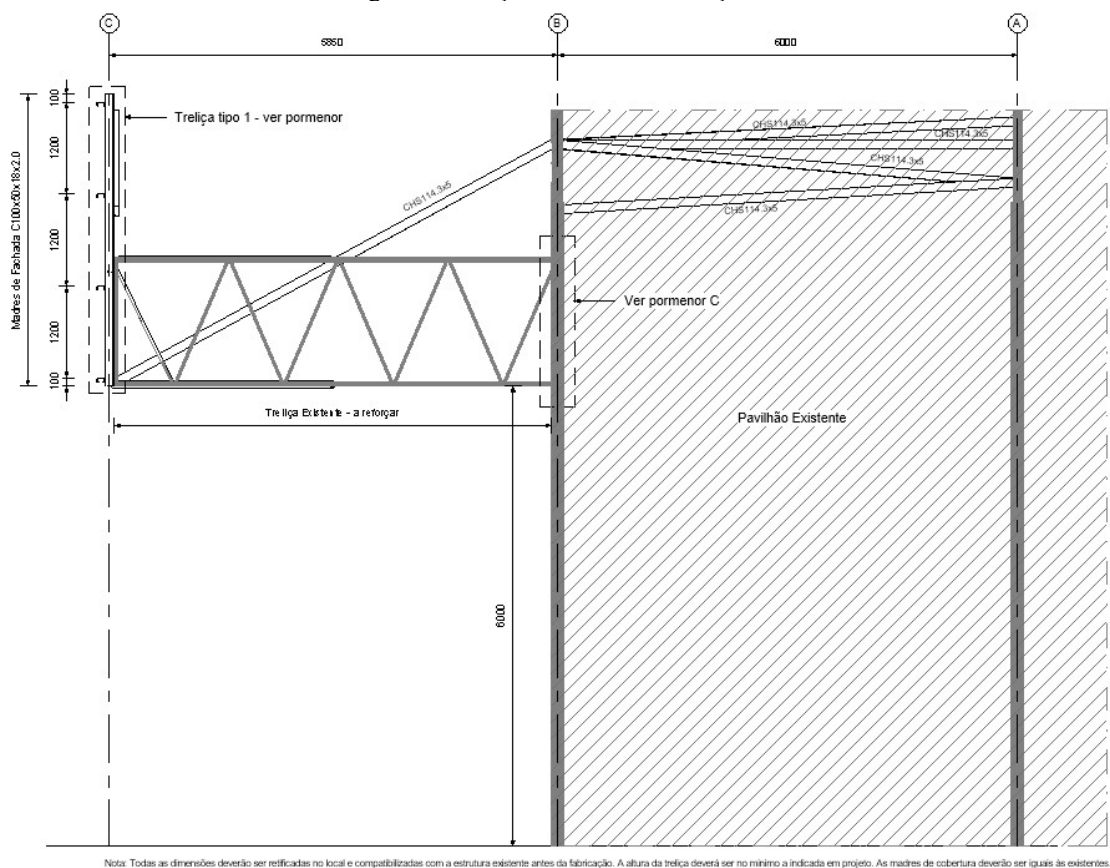


Figura 46 - Alçado lateral

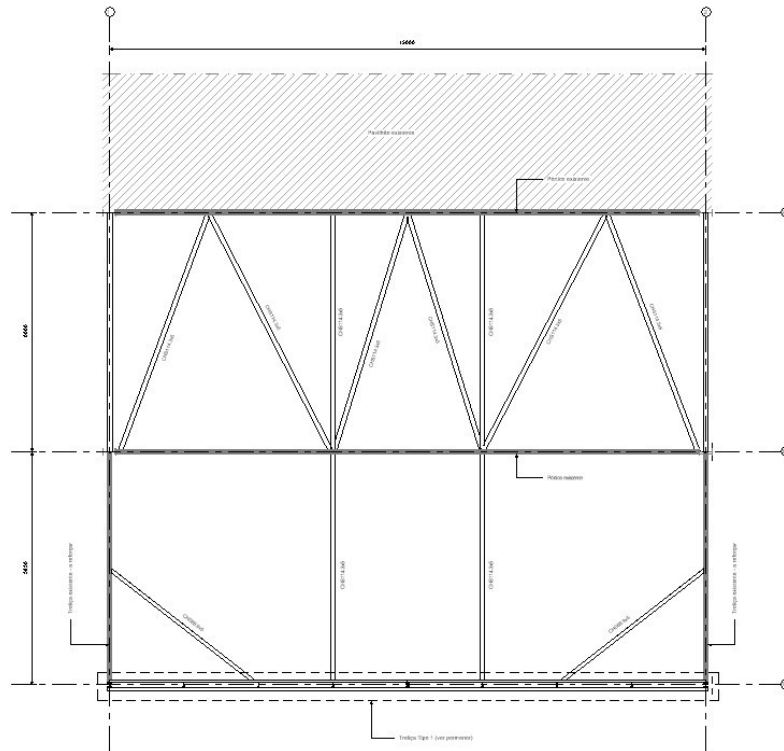


Figura 47 - Planta de cobertura

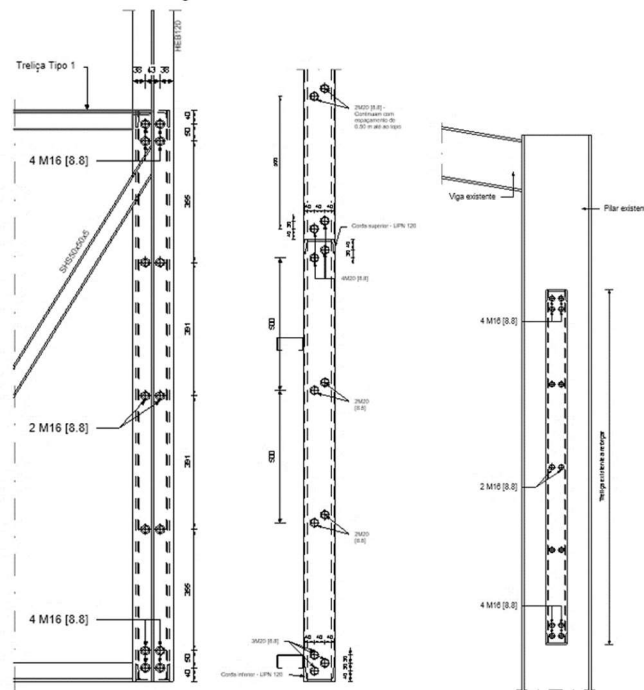


Figura 48 - Pormenores de ligação

Além das peças desenhadas fez-se ainda um mapa de quantidades, a partir da mediação do Revit, uma memória descritiva e produziu-se um guia de reforço das treliças existentes, com uma proposta de procedimento de execução para as tarefas de desmontagem das treliças, reforço estrutural, tratamento anticorrosivo e, novamente, montagem das treliças já reforçadas.

## 2.6. Passagem pedonal – “Brisa Cascais”

### 2.6.1. Descrição e enquadramento

Situada na ER 118 – Troço de Ligação à via rápida, esta passagem superior apresenta um vão único, de aproximadamente 25 m, e uma altura até à base do tabuleiro de 5,75 m. A nível estrutural o seu tabuleiro é constituído por uma secção metálica em caixão com dimensões 1,0 x 1,0 m, composta por chapas de 14 mm de espessura. Por sua vez, esta secção apoia nas suas extremidades em pilares, também eles metálicos, de secção transversal CHS 600x14.

Na parte superior do tabuleiro desenvolve-se uma estrutura auxiliar, composta por pórticos metálicos espaçados de 2,40 m, constituídos por pilares de secção transversal TPN 100 e travessas de secção transversal HEB 100. Estes pórticos encontram-se travados por contraventamentos em forma de X, ao nível das fachadas e da cobertura, de secção transversal LNP 50x50x5.

Visto ser uma passagem pedonal, desenvolvem-se pelo lado interior dos pórticos auxiliares, os guarda-corpos, com uma altura de aproximadamente 1,20 m.

Quanto às fundações, a estrutura encontra-se apoiada em dois maciços de encabeçamento, com dimensões de 3,00x1,50x0,90 m, suportados por seis micro-estacas. Para acesso ao passadiço existem duas escadas em caracol, uma em cada extremidade do vão, constituídas por um perfil tubular central e degraus em chapa quinada. Na Figura 49 é representado um esquema do passadiço e da secção transversal do tabuleiro.

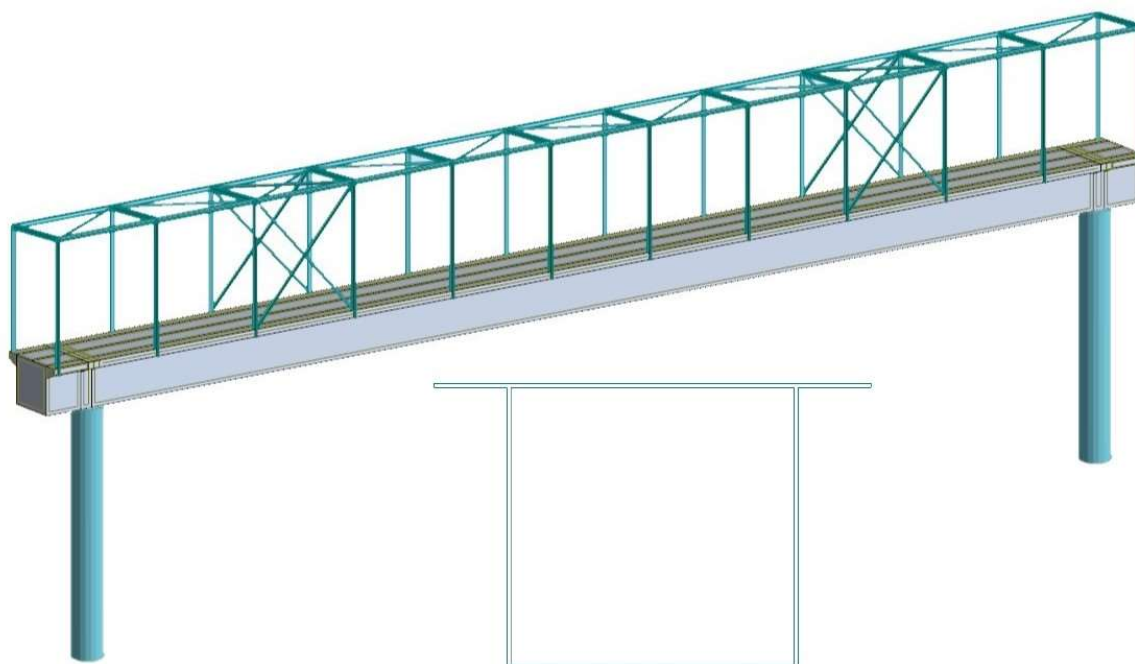


Figura 49 - Esquema estrutural do passadiço e secção transversal do tabuleiro

### 2.6.2. Função desempenhada – Cálculo das ligações metálicas

A participação neste projeto teve como objetivo efetuar o cálculo das ligações metálicas, nomeadamente entre os pilares e a viga em caixão e entre os pilares e os muros, através da utilização do software IDEA StatiCa Connection.

O primeiro passo consistiu na exportação dos nós de ligação do modelo de cálculo para o software IDEA StatiCa Connection, permitindo esta operação transmitir a informação geométrica dos elementos bem como os esforços internos dos mesmos, provenientes das combinações de ações consideradas para o dimensionamento do passadiço.

Seguiu-se com a modelação e definição de todas as peças que compunham a ligação, optando pela elaboração de uma ligação com dois cachorros de apoio soldados diretamente ao pilar, constituídos por chapas de 15 mm, que dariam apoio à viga em caixão, na qual foram colocadas duas chapas de 15 mm soldadas ao banzo inferior e ligadas aos cachorros através de 4 parafusos M30 [10.9] (dois de cada lado). Para rigidificar os nós de ligação colocaram-se ainda duas chapas de reforço, em cada um dos lados da viga, soldadas em toda a sua periferia. Em todas as soldaduras, a sua espessura foi pré-dimensionada tomando como princípio 0,70 vezes a menor espessura a soldar, sendo otimizada com o cálculo no software. Uma vez que as ligações a calcular apresentavam alguma complexidade construtiva, foi necessário ter em atenção, em algumas juntas, a possibilidade de realizar as soldaduras bem como o tipo de soldadura a executar. Na Figura 50 encontra-se representada a geometria da ligação da viga em caixão ao pilar.

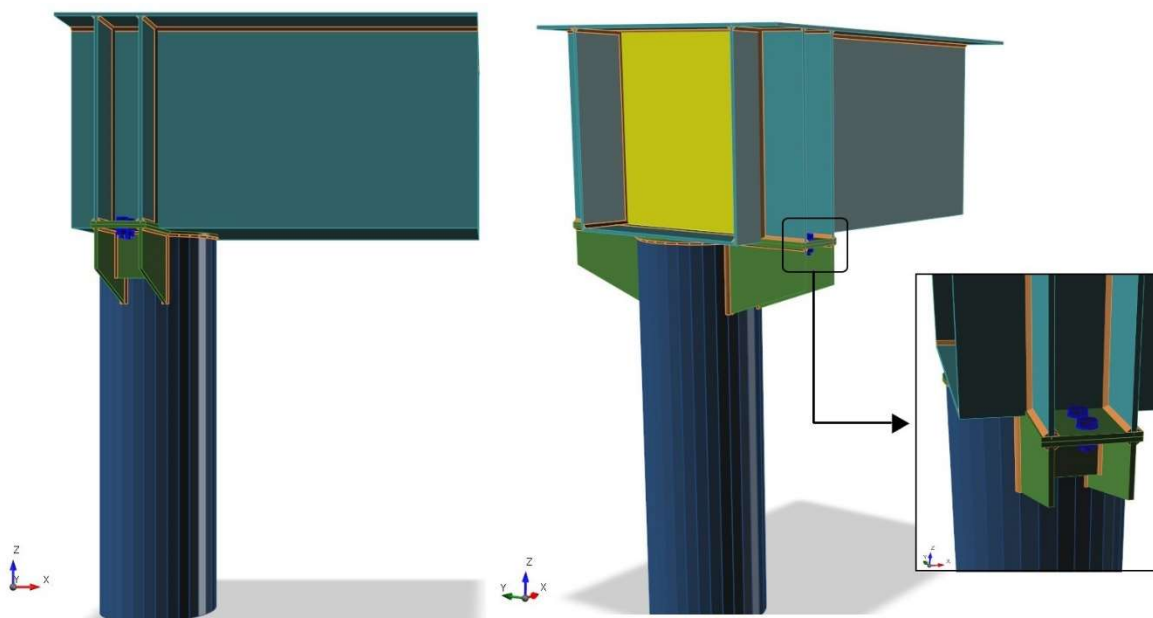


Figura 50 - Geometria da ligação viga-pilar

Após a definição geométrica procedeu-se ao cálculo da ligação. Previamente, definiram-se os parâmetros de cálculo do software, nomeadamente a norma de cálculo a utilizar (Eurocódigo 3) e o

tamanho da malha de elementos finitos. Posto isto, executou-se a análise da ligação no que toca à resistência dos componentes da mesma, sendo gerada pelo software uma malha de elementos finitos para cada peça da ligação. Posteriormente, através de um método iterativo, o software determina a tensão instalada em cada peça, fazendo a sua verificação segundo os parâmetros da norma de cálculo. No final é obtido um diagrama das tensões instaladas nos componentes da ligação, como representado na Figura 51.

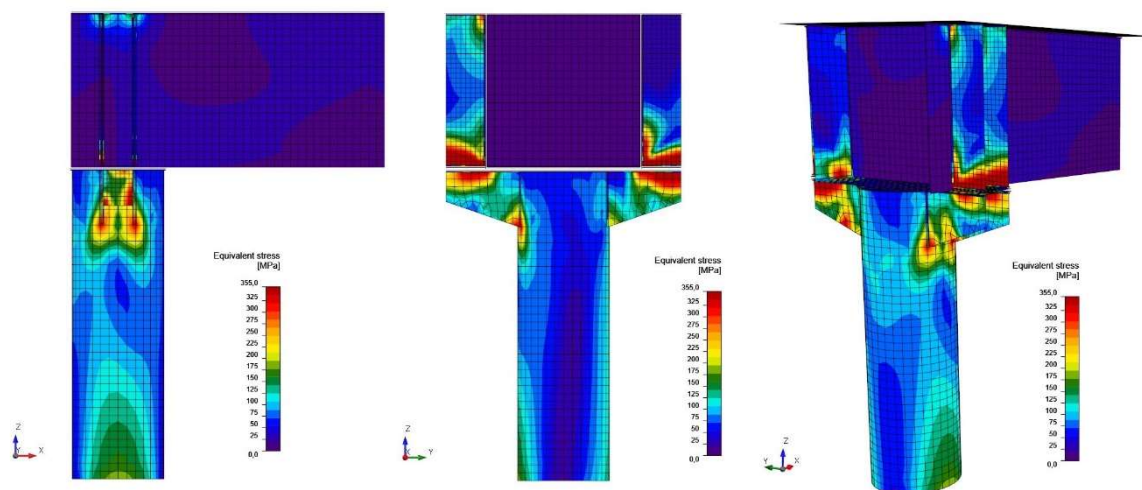


Figura 51 - Diagrama de tensões instaladas na ligação viga-pilar

Analisando o diagrama de tensões da Figura 51 é possível perceber que as zonas de maiores concentrações de esforços localizam-se junto à parte aparafusada da ligação e na extremidade das chapas que compõem o cachorro de apoio, junto ao pilar. É também possível observar que a distribuição de tensões nas peças não é uniforme. Tal facto, pode derivar da ocorrência do fenómeno de torção da secção que compõem o tabuleiro, agravado pelas solicitações horizontais que provocam um momento fletor segundo o eixo de menor inércia, induzindo mais esforço de um dos lados. Conforme as notas de cálculo do anexo C, todos os elementos que constituem esta ligação verificam as condições de segurança.

Seguindo o mesmo raciocínio utilizado para a ligação anterior, efetuou-se a exportação do nó de ligação entre o pilar e o maciço de encabeçamento para o software IDEA StatiCa Connection. Deste modo, efetuou-se a modelação do chumbadouro, considerando uma chapa de base com diâmetro de 1,00 m e 30 mm de espessura, soldada à base do pilar, na qual seriam aparafusadas 12 ancoragens M36 [10.9] previamente chumbadas ao maciço de encabeçamento com um comprimento de 0,70 m. Além disso, as ancoragens continham na extremidade embebida no maciço uma bolacha com 0,15 m de diâmetro e 10 mm de espessura, com o objetivo de mobilizar um maior volume de betão, quando solicitada à tração. Uma vez que, no modelo de cálculo, o nó foi considerado como encastrado, foi



necessário rigidificar a ligação através da colocação de chapas gusset de 0,20 m de altura e 20 mm de espessura, soldadas ao pilar e à chapa de base.

Em todas as soldaduras, a sua espessura foi pré-dimensionada tomando como princípio 0,70 vezes a menor espessura a soldar, sendo depois otimizada em cálculo. Na interface entre a chapa de base e o topo do maciço, considerou-se ainda uma camada de argamassa não retrátil de alta resistência para garantir uma distribuição de tensões uniforme. Na Figura 52 encontra-se representada a geometria da ligação da base do pilar.

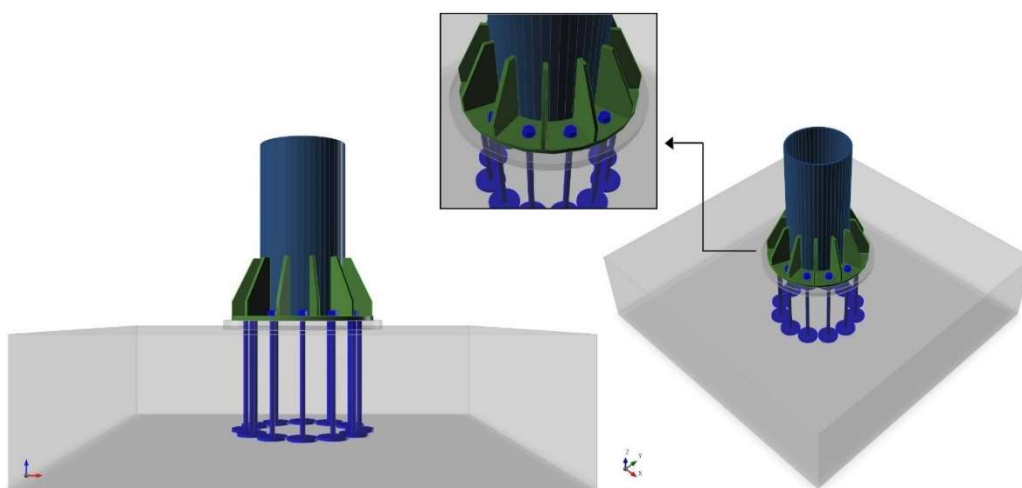


Figura 52 - Geometria da ligação da base do pilar

Posto isto, definiram-se os parâmetros de cálculo e a norma de dimensionamento (Eurocódigo 3). Tratando-se de uma ligação com interface aço-betão, foi necessário definir mais alguns parâmetros de verificação, nomeadamente a classe de resistência do betão, neste caso C30/37.

Posteriormente executou-se a verificação dos elementos que compõem a ligação, utilizando os recursos de cálculo do software, sendo gerada uma malha de elementos finitos para determinar os esforços instalados em cada uma das peças. Os resultados do cálculo do software são apresentados num diagrama tensões instaladas nas peças da ligação, como representado na Figura 53.

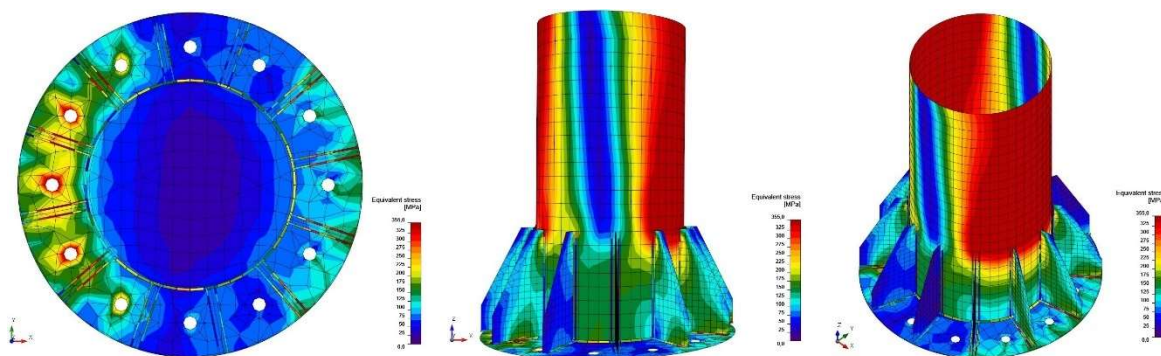


Figura 53 - Diagrama de tensões instaladas na ligação de base do pilar

Através da observação do diagrama de tensões é possível perceber que, para a chapa de base do pilar, a zona de maior concentração de tensões se localiza do lado tracionado da peça, sendo este esforço proveniente da solicitação de momento fletor na base do pilar. Da mesma forma, as ancoragens mais solicitadas estão localizadas no lado tracionado, ficando as restantes praticamente ausentes de esforço atuante. Quanto aos rigidificadores, as maiores concentrações de esforços aparecem no lado comprimido e no lado tracionado de igual forma.

Além da verificação dos elementos metálicos efetuou-se também uma verificação de resistência do elemento de fundação à compressão. Desta forma, são apresentadas na Figura 54 as tensões instaladas na fundação, na área de contacto com a chapa base do pilar.

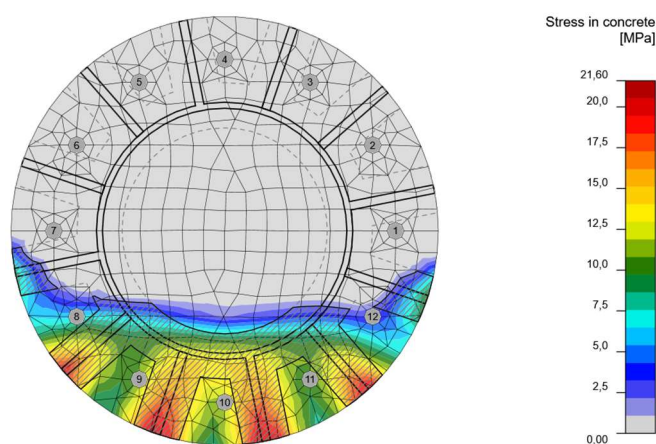


Figura 54 - Tensões instaladas na superfície do bloco de betão

Observando a Figura 54 é possível perceber que a tensão máxima de compressão instalada no elemento de fundação é cerca de 18 MPa, ou seja, cerca de 60% do valor característico da tensão de rotura do betão C30/37.

Feitas todas as verificações de segurança e analisados os resultados obtidos dessas verificações, emitiram-se as notas de cálculo a partir do software, contendo toda a informação relativa aos parâmetros considerados, geometria dos elementos, materiais e esforços. Posteriormente, a partir dessas notas de cálculo, presentes no anexo C, elaborou-se um relatório descrevendo o processo efetuado para a verificação de segurança destas ligações e a solução estrutural adotada.



### 3. ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O EC3 E A AISC 360-10

No cálculo e dimensionamento de estruturas, os pressupostos adotados são a chave para o equilíbrio entre o custo e a segurança estrutural. Neste sentido, de forma a unificar os critérios de cálculo e dimensionamento, surgem as normas que estabelecem regras, diretrizes ou características acerca de um material, produto ou processo.

Nos dias de hoje o cálculo, fabrico e montagem de estruturas metálicas pode tomar diferentes localizações devido à globalização da indústria e da construção. O requerente tem assim a possibilidade de solicitar que o dimensionamento de determinada estrutura seja efetuado com base numa norma reconhecida no local da sua montagem. Tal facto, torna-se num desafio para os engenheiros dos dias de hoje, que veem as suas competências e conhecimentos serem alargados para um mundo global obrigando à aquisição de competências para o uso de várias normas e especificações.

Com este estudo, pretende-se perceber quais as principais diferenças entre duas normas para estruturas metálicas, uma Americana, AISC 360-10, e outra Europeia, EC3, e como se refletem essas diferenças no cálculo e dimensionamento.

#### 3.1. Materiais

O termo aço designa uma família de ligas ferro-carbono distinguidas, pelo teor de carbono que as compõem, da seguinte forma:

- Para teores de Carbono (C) inferiores a 1,70%, o material é designado como Aço, subdividindo-se nas seguintes categorias [1]:

- Extra-Macio ( $C < 0,15\%$ )
- Macio ( $0,15\% \leq C < 0,25\%$ )
- Semiduro ( $0,25\% \leq C < 0,50\%$ )
- Duro ( $0,50\% \leq C < 0,75\%$ )
- Extra-Duro ( $0,75\% < C < 1,70\%$ ).

- Para teores de Carbono (C) superiores a 1,70%, o material é designado como Ferro Fundido [1].

A presença de carbono na composição da liga aumenta a resistência do material, mas, ao mesmo tempo, reduz a ductilidade e a soldabilidade do mesmo. Assim, o aço estrutural é caracterizado por conter um baixo teor de carbono, geralmente entre 0,10% e 0,25%. Além de ferro e carbono o aço estrutural contém pequenas quantidades de outros elementos, uns já presentes no minério de ferro e outros propositamente adicionados à liga para melhorar algumas propriedades físicas e mecânicas.

Dos elementos adicionados à liga salientam-se o Crômio (Cr) que, em quantidade suficiente, aumenta a resistência do material à corrosão e o Níquel (Ni) que reduz a deformabilidade do material [1].

O comportamento mecânico do aço estrutural é caracterizado por uma relação de tensão-deformação constitutiva que, geralmente, é determinada experimentalmente através de ensaios de tração a provetes (amostras) maquinados a partir da peça em estudo.

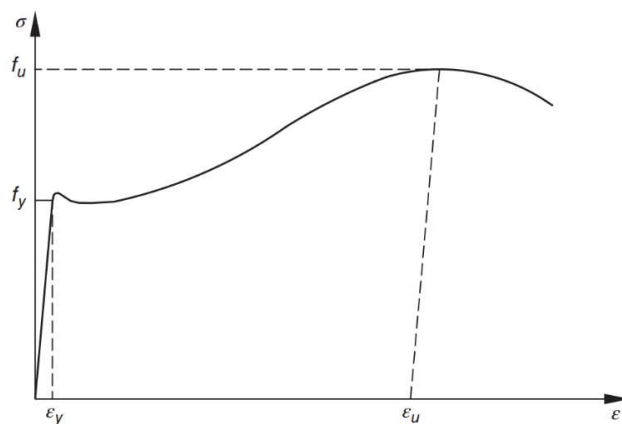


Figura 55 - Gráfico Tensão – Extensão do Aço [1]

A Figura 55 representa uma curva típica de tensão-deformação do aço quando sujeito a uma força de tração uniaxial onde é possível distinguir as seguintes regiões:

- Um ramo inicial que é principalmente linear (fase elástica) no qual o material apresenta um comportamento elástico linear até atingir a tensão de cedência,  $f_y$ . A inclinação deste ramo corresponde ao módulo de elasticidade do material (ou módulo de Young), geralmente indicada por “E”, com um valor entre 190 GPa e 210 GPa [1];
- Uma fase plástica caracterizada por uma inclinação pequena, ou mesmo nula, no referencial  $\sigma$ - $\epsilon$  [1];
- Um ramo subsequente que é a fase de endurecimento no qual a inclinação é consideravelmente menor quando comparada com a fase elástica, mas, ainda assim, suficiente para provocar um aumento de tensão no aço à medida que a força de tração aumenta, atingindo a tensão de ruptura,  $f_u$  [1].

Usualmente, e para fins de projeto, é utilizada uma aproximação elasto-plástica perfeita como representado na Figura 56, isto é, o ramo de endurecimento é considerado horizontal, limitando assim a tensão de cedência,  $f_y$  [1].

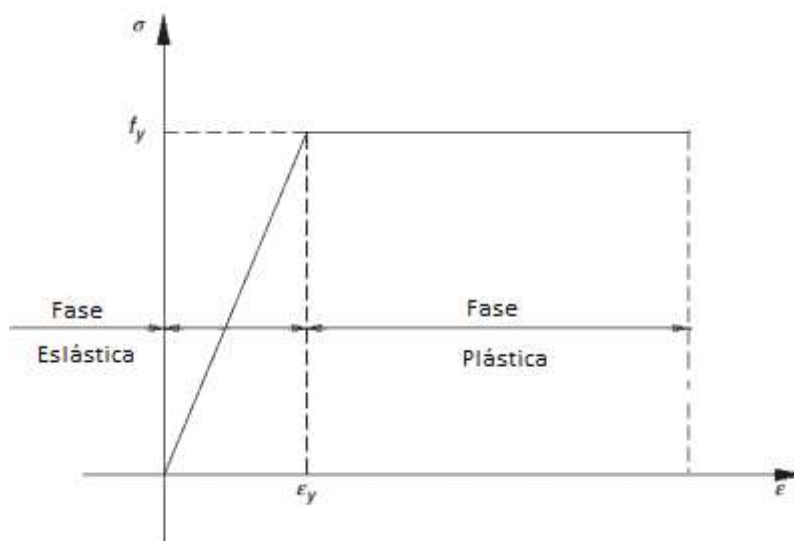


Figura 56 - Aproximação elasto-plástica para ensaio de tração do aço

Nos subcapítulos 3.1.1 e 3.1.2 são apresentadas, de acordo com as normas em estudo, as propriedades físicas do Aço, bem como a denominação utilizada e as classes standard disponíveis consoante a secção transversal.

### 3.1.1. Classes de aço de acordo com o EC3

De acordo com o Eurocódigo 3, as propriedades físicas para aços estruturais são as apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades físicas do aço [2]

Módulo de Elasticidade	$E=210\,000\text{ N/mm}^2$
Módulo de Distorção	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$
Coefficiente de Poisson em regime elástico	$\nu=0,3$
Coefficiente de dilatação térmica linear	$\alpha=12 \times 10^{-6}\text{ por }^\circ\text{C}$

Quanto à designação dos aços, abrangida pela EN 10027-1 e pela EN 10027-2, são distinguidas duas categorias de nomenclatura:

Categoria 1: Designação de acordo com a sua aplicação e propriedades físicas ou mecânicas;

Categoria 2: Designação de acordo com a sua composição química.

Tendo como referência as designações da Categoria 1, o primeiro símbolo é uma letra que designa o fim a que se destina o aço, como **B** para aços utilizados em betão armado, **D** para chapas de aço moldadas a frio, **E** para aços utilizados na indústria mecânica, **H** para aços de alta resistência, **S** para aços estruturais, **Y** para aços de pré-esforço [1].

Abordando os aços estruturais (que começam por S) a nomenclatura usual tem o seguinte formato: “S XXX YY” [3].

O termo “XXX”, normalmente composto por três dígitos, indica o valor mínimo da tensão de cedência,  $f_y$ , do aço.

O termo “YY” identifica, para cada tipo de aço, as várias classes relativas à tenacidade do material.

Para aços estruturais “Non-alloyed”, abrangidos pela norma EN 10025-2, o termo “YY” é um código alfanumérico em que, a primeira parte, é composta pelas letras **J** ou **K** que indicam a tenacidade mínima do material (respetivamente 27 e 40 J). A segunda parte, composta por **R**, **0** ou **2** indica a que temperatura essa tenacidade deve ser garantida, respetivamente temperatura ambiente para **R**, 0°C para **0** e -20°C para **2**. A nomenclatura ainda pode ser precedida de símbolos adicionais como **C**, que indica aços para usos especiais, ou **N**, **AR** e **M** que indicam o processo de fabrico [1] [4].

Os aços “Weldable fine grain”, abrangidos pela norma EN 10025-3 contêm no termo “YY” a letra **N**, que indica o processo de fabrico, precedida da letra **L** que indica temperaturas de tenacidade não abaixo dos -50°C. Na ausência da letra **L** a temperatura de tenacidade não deve ser superior a -20°C. Aços obtidos através de processos de laminação termomecânica, “Fine grain”, são abrangidos pela norma EN 10025-4 onde, na sua nomenclatura consta a letra **M** que indica o processo de fabrico e, à semelhança dos aços “Weldable fine grain”, a letra **L** que indica temperaturas de tenacidade não abaixo dos -50°C. Na ausência da letra **L** a temperatura de tenacidade não deve ser superior a -20°C [1] [4].

Quanto aos aços de alta resistência, “Quenched and tempered high-yield”, são abrangidos pela norma EN 10025-6 e, na sua nomenclatura consta a letra **Q** indicando o processo de fabrico a letra **L** ou **L1** que indicam temperaturas de tenacidade não abaixo dos -40°C e -60°C respetivamente. Na ausência da letra **L** a temperatura de tenacidade não deverá ser inferior a -20°C [1][4].

Por fim, os aços com resistência à corrosão, “Weathering”, são abrangidos pela norma EN 10025-5 e a sua nomenclatura é constituída por **J0**, **J2** ou **K2** que indica a classe de tenacidade, bem como, pelas letras **W**, que indica a resistência à corrosão, **P** que indica adição de fósforo e **N** ou **AR** que indicam o processo de fabrico [1] [4].

Na Europa, o uso de aços com a marcação CE é obrigatório, no entanto, podem ser usados outros aços desde que, os requisitos de segurança não sejam inferiores aos fornecidos pelas especificações atuais e, sejam acompanhados por documentação teórica e experimental adequada [1].

Na Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5 encontram-se os valores da tensão de cedência,  $f_y$ , e da tensão última,  $f_u$ , à tração que, segundo o EC3, deverão ser adotados, para efeitos de cálculo, como valores característicos.

Tabela 3 - Valores nominais da tensão de cedência ( $f_y$ ) e tensão última ( $f_u$ ) para aços laminados a quente [2]

Norma e Classe de Aço	Espessura nominal $t$			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
<b>EN 10025 - 2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025 - 3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025 - 4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025 - 5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025 - 6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Na nomenclatura de aços utilizados em secções transversais tubulares, conforme representado na Tabela 4, o termo **H** (Hollow Section), especifica secções transversais ocas [1].

Tabela 4 - Valores nominais da tensão de cedência ( $f_y$ ) e tensão última à tração ( $f_u$ ) para secções tubulares [2]

Norma e Classe de Aço	Espessura nominal $t$			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
<b>EN 10210 - 1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219 - 1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

No que diz respeito ao sistema de nomenclatura europeia usada para parafusos, o código genérico (j.k) pode ser diretamente associado às propriedades mecânicas dos parafusos, em unidades S.I., da seguinte forma:

-  $j \times k \times 10$ : representa a tensão de cedência ( $f_{yb}$ )

-  $j \times 100$ : representa a tensão última ( $f_{ub}$ )

Tabela 5 - Características mecânicas para parafusos segundo a ISO 898 [5]

Classe de Aço	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

### 3.1.2. Classe de aço de acordo com a AISC 360-10

Na norma AISC 360-10 as propriedades dos materiais são definidas pela ASTM A6 que contém os requisitos gerais para perfis laminados e chapas de aço, no entanto, existem várias normas ASTM, específicas para cada família de secções.

- Secções **W** (Wide-Flange)

A classe de aço ASTM A992 é a mais comum neste tipo de secções apresentando uma tensão de cedência,  $f_y$ , de 356 MPa e uma tensão última,  $f_u$ , de 463 MPa. Para valores mais elevados de resistência estão disponíveis as classes ASTM A572 Gr. 55, 60 ou 65 e ASTM A913 Gr. 60, 65 ou 70. Estas secções estão ainda disponíveis em aço resistente à corrosão atmosférica na classe ASTM A588 ou ASTM A242 Gr. 42, 46 e 50.

- Secções **M** (Miscellaneous Beams), Secções **S** (American Standard Beams) e Secções **C** (American Standard Channels)

Estas secções estão disponíveis na classe ASTM A36 e ASTM A572 Gr. 50. As secções M, resistentes à corrosão atmosférica, estão disponíveis nas classes ASTM A588 e ASTM A242 Gr. 50.

- Secções **HP** (Bearing Piles)

A classe mais utilizada para estas secções é ASTM A572 Gr. 50. Para secções com necessidades de resistência à corrosão atmosférica podem ser utilizadas as classes ASTM A588 ou ASTM A242 Gr. 46 e 50. Existem mais classes disponíveis, como por exemplo, ASTM A36, ASTM A529 Gr. 50 ou 55 e ASTM A992, entre outras.

#### - Seções **L** (Angles)

A classe mais utilizada para estas seções é ASTM A36. Para seções com necessidades de resistência à corrosão atmosférica, podem ser utilizadas as classes ASTM A588 ou ASTM A242 Gr. 46 e 50. Existem mais classes disponíveis, como por exemplo, ASTM A36, ASTM A529 Gr. 50 ou 55 e ASTM A992, entre outras.

#### - Seções **T** (Structural Tees)

As seções T são obtidas a partir de seções W, M e S, formando as seções WT, MT e ST. Assim, as classes de aço disponíveis para estas seções são as mesmas que para as seções W, M e S.

#### - Seções tubulares quadradas, retangulares e circulares **HSS** (Hallow Structural Section)

A classe de aço mais comum neste tipo de seções é ASTM A500 Gr. B, com uma tensão de cedência de 317 MPa e uma tensão última de 400 MPa. Existem mais classes de aço disponíveis para este tipo de seção, como a ASTM A550 Gr. C ( $F_y=345$  MPa e  $F_u=427$  MPa) e a ASTM A847, sendo esta última, resistente à corrosão atmosférica.

Na Tabela 7 e na Tabela 8 encontram-se resumidos os tipos de aço disponíveis, em função da seção transversal e da espessura da chapa, respetivamente.

Para parafusos, as classes de aço disponíveis são, ASTM A325 ( $f_y=854$  MPa) e ASTM A490 ( $f_y=1034$  MPa e  $f_u=1224$  MPa). A classe A325 corresponde à 8.8 do EC3 e a A490 corresponda à 10.9 do EC3. Para porcas, a classe aplicável é ASTM A563. Na Tabela 6 encontram-se resumidas as características mecânicas para parafusos.

Tabela 6 - Características mecânicas para parafusos e porcas em conformidade com a AISC 360-10

Elemento	Designação ASTM	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Parafusos	A325	854	-
	A490	1034	1224
Porcas	A563	689	-

Tabela 7 - Especificações ASTM para as várias secções

Tipo de Aço	Designação ASTM	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Secção Transversal								
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS Retangular	HSS Circular
Carbono	A36	248	400-552									
	A53 Gr. B	241	414									
	A500 Gr. B	290	400									
		317	400									
	Gr. C	317	428									
		345	428									
	A501 Gr. A	248	400									
	Gr. B	345	428									
	A529 Gr. 50	345	448-690									
Alta Resistência	Gr. 55	379	483-690									
	A572 Gr. 42	290	414									
	Gr. 50	345	448									
	Gr. 55	379	483									
	Gr. 60	414	517									
	Gr. 65	448	552									
	A618 Gr. I e II	345	483									
	Gr. III	345	448									
	A913 50	345	414									
	60	414	517									
	65	448	552									
	70	483	621									
	Resistente à Corrosão	A992	345-448	448								
A242		290	434									
		317	462									
		345	483									
A588		345	483									
A847		345	483									

Legenda:

Classe Standard Outras classes disponíveis Classes não aplicáveis

Tabela 8 - Especificações ASTM para chapas e barras

Tipo de Aço	Designação ASTM	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Espessura nominal $t$ (mm) - Chapas e Barras									
				$t \leq 19,05$	$19,05 < t \leq 31,75$	$31,75 < t \leq 38,1$	$38,1 < t \leq 50,8$	$50,8 < t \leq 63,5$	$63,5 < t \leq 101,6$	$101,6 < t \leq 127$	$127 < t \leq 152,4$	$152,4 < t \leq 203,2$	$t > 203,2$
Carbono	A 36	221	400-552										
		248	400-552										
	A529 Gr. 50	345	483-690										
Alta Resistência	Gr. 55	379	483-690										
	A572 Gr. 42	290	414										
	Gr. 50	345	448										
	Gr. 55	379	483										
	Gr. 60	414	517										
Resistente à corrosão	Gr. 65	448	552										
	A242	290	434										
		317	462										
		345	483										
	A588	290	434										
Temperado		317	462										
		345	483										
	A514	621	690-897										
		690	690-897										
	A852	483	621-759										

Legenda:

Classe Standard Outras classes disponíveis Classes não aplicáveis



### 3.2. Ações e combinações de ações

As estruturas devem ser projetadas para desempenhar as funções para as quais foram concebidas, durante o período de vida útil estabelecido. Deste modo, é fundamental garantir que as condições que impedem a rotura (estados limites últimos) sejam verificadas, bem como, as condições que garantem o bom desempenho estrutural aquando da utilização (estados limites de serviço). Por forma a garantir a melhor aproximação possível destes limites à realidade, é necessário considerar todas as ações aplicáveis e perceber como combiná-las entre si. A quantificação destas mesmas ações, assim como, as propriedades físicas e mecânicas dos materiais, devem ser definidos com precisão, de modo a obter o melhor dimensionamento possível. Os capítulos 3.2.1 e 3.2.2 resumem as ações e combinações de ações a considerar, tendo como base de dimensionamento, o Eurocódigo e a norma AISC 360-10, respetivamente.

#### 3.2.1. Tipos de ações e combinações de ações segundo o EC3

No cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas segundo o EC3, as ações a ter em consideração estão definidas na EN 1990-09 sendo elas classificadas, de acordo com a sua variação no tempo, da seguinte forma [6]:

- Ações permanentes (**G**) como por exemplo, o peso próprio da estrutura, de equipamentos fixos, entre outros;
- Ações variáveis (**Q**) como por exemplo, as sobrecargas (**Q**), a ação do vento (**W**) e a ação da neve (**S**);
- Ações acidentais (**A**) como por exemplo, explosões ou choque provocado por veículos.

O valor de cálculo de uma ação,  $F_d$ , é obtido a partir do valor representativo da mesma,  $F_{rep}$ . Normalmente, os seus valores característicos são adotados, considerando um coeficiente de segurança parcial adequado,  $\gamma_f$ , conforme a expressão [6]:

$$F_d = \gamma_f F_{rep}.$$

em que:

$F_{rep}$ . valor representativo da ação (para ações variáveis é dado por  $\psi F_k$ );

$F_k$  valor característico da ação;

$\gamma_f$  coeficiente parcial relativo à ação

$\psi$  coeficiente de combinação igual a 1,00 ou  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  ou  $\psi_2$

O valor característico das ações (permanente, variável ou acidental) deve ser tomado como o menor, o médio ou o maior valor das mesmas ou, eventualmente, o valor nominal, dependendo da

distribuição estatística da ação; quanto às ações variáveis devem ser definidos outros valores característicos: valor combinado, valor frequente e valor quase-permanente, obtidos a partir do valor característicos aplicando os coeficientes  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , respetivamente [7].

Os coeficientes  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  ou  $\psi_2$  têm em conta o facto de todas as ações não ocorrerem com o seu valor máximo ao mesmo tempo. As ações devem ser combinadas entre si de acordo com o estado limite considerado, de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis.

### ELU

O formato geral da combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (ELU, combinação fundamental) é [6]:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

onde “+” significa “a combinar com”,  $\Sigma$  significa “o efeito combinado de”, **G** identifica as ações permanentes, **Q** as ações variáveis, **P** as ações devido a pré-esforço,  $\psi_{0i}$  o coeficiente da combinação de ações, resumido na Tabela 9, e  $\gamma$  é o coeficiente de segurança de cada ação, conforme a Tabela 10.

Tabela 9 - Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$ , para edifícios [6]

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<b>NOTA:</b> Os valores de $\psi$ poderão ser definidos no Anexo Nacional. <sup>*)</sup> Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Tabela 10 - Coeficientes de segurança para verificação do Estado Limite Último

Ação	Tipo de solicitação	$\gamma F$	STR
Peso Próprio	Favorável	$\gamma G$	1,00
	Desfavorável		1,35
Restante Carga Permanete	Favorável	$\gamma G$	1,00
	Desfavorável		1,35
Sobrecarga	Favorável	$\gamma Q_i$	0,00
	Desfavorável		1,50

Assim, quando relevantes, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos [6]:

- *EQU*: Perda de equilíbrio estático de parte ou da totalidade da estrutura onde a mínima variação no valor ou na distribuição da ação é condicionante ao invés da resistência dos elementos estruturais;
- *STR*: falta de resistência ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais como sapatas, pilares, paredes resistentes, entre outros, onde a resistência destes elementos é condicionante;
- *GEO*: falha ou deformação excessiva da base onde a resistência do solo é condicionante;
- *FAT*: falha por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

Adicionalmente, quando relevantes, devem ser consideradas as seguintes expressões [6]:

- Combinação de ações para situações sísmicas:

$$Ed = E + \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

- Combinação de ações para situações acidentais:

$$Ed = Ad + \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

### ELS

Para os estados limites de utilização (ELS), as combinações de ações a ter em conta nas situações de projeto consideradas deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. Assim, devem ser consideradas as seguintes expressões que definem as combinações de ações [6]:

- Combinação característica, considerada para estados limites irreversíveis

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

- Combinação frequente, utilizada para estados limites reversíveis

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

- Combinação quase-permanente, considerando efeitos de longo prazo na estrutura

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

### Materiais

As propriedades dos materiais devem também ser representadas por um valor acima ou abaixo do característico sendo que, na ausência de dados estatísticos, o valor nominal pode ser considerado como característico. Assim, o valor de cálculo das propriedades do material  $X_d$  é obtido a partir do valor característico conforme a seguinte expressão [6]:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma M_j} \quad (7)$$

em que:

$X_d$  valor de cálculo da propriedade do material;

$X_k$  valor característico da propriedade do material;

$\gamma M_j$  coeficiente parcial de segurança.

O valor do coeficiente parcial de segurança,  $\gamma M_j$ , presente na expressão (7), pode variar dependendo do modo de rotura considerado. Os valores recomendados pelo EC3, especificados no anexo nacional, são os seguintes [2]:

$$\gamma M_0 = 1.00;$$

$$\gamma M_1 = 1.00;$$

$$\gamma M_2 = 1.25.$$

### 3.2.2. Tipos de ações e combinações de ações segundo a AISC 360-10

Segundo as disposições da norma AISC 360-10 pode ser usado um dos seguintes métodos de cálculo: O “Load and Resistance Factor Design” (LRFD) ou o “Allowable Strength Design” (ASD).

Assim, a resultante de uma combinação de ações, dependendo do método que é utilizado, toma diferentes valores. No caso geral, para o método LRFD, as ações são majoradas e a resultante da combinação de ações é multiplicada por um fator de resistência, enquanto, para o método ASD a resultante da combinação de ações é dividida por um fator de segurança.

As expressões seguintes traduzem, de uma forma geral, a essência de ambos os métodos [1] [8]:

- LRFD

$$R_u \leq \phi R_n \quad (8)$$

- ASD

$$R_u \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (9)$$

onde  $R_u$  é o esforço atuante,  $R_n$  é o esforço resistente,  $\Omega$  é o coeficiente de segurança e  $\phi$  é o fator de resistência.

As combinações de ações estão definidas na norma ASCE 7, da seguinte forma [9]:

#### ELU

##### a) Método LRFD

- 1.4  $G$
- 1.2  $G + 1.6 Q + 0.5 (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
- 1.2  $G + 1.6 (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (Q \text{ ou } 0.5 W)$
- 1.2  $G + 1.0 W + Q + 0.5 (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
- 1.2  $G + 1.0 E + Q + 0.2 S$
- 0.9  $G + 1.0 W$
- 0.9  $G + 1.0 E$

##### b) Método ASD

- $G$
- $G + Q$
- $G + (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
- $G + 0.75 Q + 0.75 (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
- $G + (0.6 W \text{ ou } 0.7 E)$
- $G + 0.75 Q + 0.75 (0.6 W) + 0.75 (Q_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
- $G + 0.75 Q + 0.75 (0.7 E + 0.75 S)$
- 0.6  $G + 0.6 W$
- 0.6  $G + 0.7 E$

em que:

$G$  (Dead Load) define a carga permanente;

$Q$  (Live Load) é a sobrecarga que inclui todas as cargas que possam ser movidas, adicionadas ou retiradas durante o período de vida útil;

$Q_r$  (Roof Live Load) é a sobrecarga de cobertura;

$S$  (Snow Load) representa a ação da neve;

$R$  (Rain Load) representa a ação da chuva;

$W$  (Wind Load) representa a ação do vento;

$E$  (Earthquake Load) representa a ação sísmica.

### ELS

Para estados limites de serviço que envolvam deformações visíveis, fissuras ou outros danos interiores e outros efeitos de curto prazo, as combinações de ações a considerar deverão ser [9]:

- $G + Q$
- $G + 0.5 S$

Para estados limites de serviço que envolvam fluência, assentamentos ou outros efeitos semelhantes de longo prazo ou permanentes a combinação de ações é [9]:

- $G + 0.5 Q$

### **3.3. Classificação de secções**

Como referido no Capítulo 3.1. o aço é caracterizado por uma relação de tensão-deformação constitutiva que, geralmente, é determinada experimentalmente através de ensaios de tração a provetes (amostras) maquinados a partir da peça em estudo. A resposta dos elementos em aço pode, no entanto, ser significativamente diferente em tração ou compressão, devido à influência relevante do fenómeno de encurvadura.

Deste modo, a instabilidade dos elementos sujeito a compressão, pode ser classificada como [1]:

- *Encurvadura Global ou de Euler*, que afeta o elemento ao longo do seu comprimento (ou parte significativa dele);
- *Encurvadura Local*, que afeta as chapas comprimidas que constituem a secção transversal do perfil, caracterizada por um desenvolvimento de encurvadura curto.

A encurvadura local de secções transversais afeta tanto a sua resistência como a capacidade de rotação devendo considerar-se, em projeto, a sua influência, nomeadamente na avaliação da resistência ou ductilidade de um elemento de aço. Sendo esta avaliação complexa definiram-se, de modo a simplificar o problema, classes de secção transversal que definem o comportamento de um elemento de aço quando sujeito a compressão [1].

#### **3.3.1. Metodologia de classificação de secções segundo o EC3**

Segundo o EC3, as secções transversais são classificadas de 1 a 4, da seguinte forma [7] [2]:

- *Classe 1*: Secções que podem formar uma rótula plástica com capacidade de rotação necessária à análise plástica, sem redução da resistência;
- *Classe 2*: Secções que são capazes de atingir o momento de resistência plástico, mas têm capacidade de rotação limitada devido à encurvadura local;

- *Classe 3:* Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida do elemento de aço, calculada assumindo uma distribuição elástica de tensões, pode atingir o patamar de cedência. No entanto, a encurvadura local pode impedir que o momento de resistência plástico seja atingido;
- *Classe 4:* Secções em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A classificação de uma secção transversal depende da relação entre a largura e espessura  $c/t$  dos seus componentes comprimidos. Estes componentes comprimidos incluem todas as partes da secção transversal, tais como a alma ou o banzo, que se encontrem total ou parcialmente comprimidas sob o carregamento considerado. A classificação destas partes pode, em geral, ser diferente, contudo a secção é classificada de acordo com a classe mais elevada (menos favorável) dos seus componentes comprimidos. Em alternativa, poderá ser apresentada a classificação da secção indicando simultaneamente a classe do banzo e da alma [7].

A Figura 57 ilustra o comportamento de elementos em flexão com secção transversal de classe 1 a 4 onde  $M_{el}$  e  $M_{pl}$  são, respetivamente, o momento elástico e o momento plástico da secção transversal.

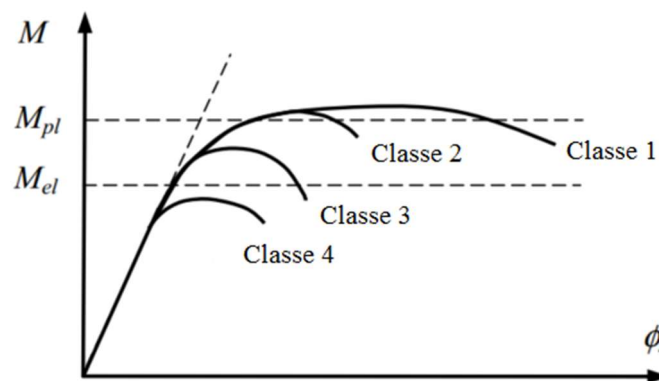


Figura 57 - Comportamento em flexão de secções transversais [7]

Os valores limite para a razão  $c/t$  das partes comprimidas da secção são apresentados nas Tabelas abaixo que reproduzem o Quadro 5.2 do EC3-1-1. Nestas tabelas, as várias colunas referem-se aos diferentes tipos de distribuição de tensões em cada parte da secção transversal (banzo ou alma). O tipo de aço que constitui a secção transversal também é tido em conta através do parâmetro

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \text{ onde } f_y \text{ é a tensão de cedência do aço.}$$

As secções em I, H ou retangulares, aquando da sua classificação, são divididas em duas partes diferentes: componentes internos comprimidos (almas), classificadas de acordo com a Tabela 11 e banzos em consola, classificados de acordo com a Tabela 12; cantoneiras e secções tubulares são

classificados de acordo com a Tabela 13. Uma seção que não cumpra os limites para a classe 3 deverá ser classificada como classe 4 [7] [2].

Tabela 11 - Limites máximos da relação largura-espessura para componentes internos comprimidos [2]

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Tabela 12 - Limites máximos da relação largura-espessura para banzos em consola [2]

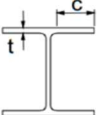
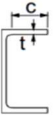
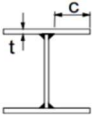
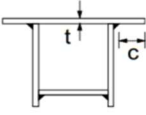
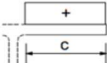
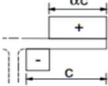
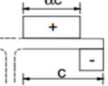
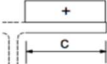
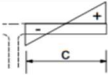
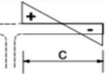
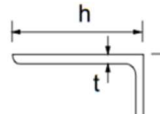

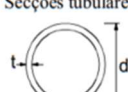
Banzos em consola						
						
Seções laminadas				Seções soldadas		
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade tracionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



Tabela 13 - Limites máximos da relação largura-espessura para cantoneiras e secções tubulares [2]

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<div>Cantoneiras</div> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h / t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b + h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<div>Secções tubulares</div> 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d / t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d / t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d / t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d / t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

As secções transversais com uma alma da Classe 3 e banzos da Classe 1 ou 2 poderão ser classificadas como sendo da Classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva. Assim, conforme demonstrado na Figura 58 a parte comprimida da alma deverá ser substituída por um elemento de alma de altura igual a  $20\epsilon t_w$  adjacente ao banzo comprimido e por outro de altura igual a  $20\epsilon t_w$  adjacente ao eixo neutro plástico da secção transversal efetiva [2].

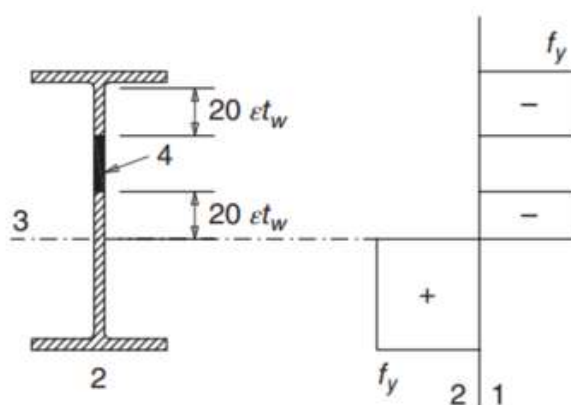


Figura 58 - Alma efetiva da Classe 2 [2]

Legenda:

- 1 – Compressão
- 2 – Tração
- 3 – Eixo neutro plástico
- 4 – Secção não efetiva

Como referido anteriormente, as secções de Classe 4 são caracterizadas por sofrerem do fenómeno de encurvadura local antes de atingirem a tensão de cedência. Usualmente, o procedimento para o dimensionamento de estruturas constituídas por elementos com secções transversais de Classe 4 é a utilização de uma secção efetiva para esses mesmos elementos, no entanto, as secções de Classe 4 poderão ser consideradas como sendo da Classe 3 se as relações largura-espessura forem inferiores aos limites da classe 3 (indicados nas Tabela 11, Tabela 12 e Tabela 13) considerando um valor de  $\epsilon$  multiplicado por  $\sqrt{\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ , em que  $\sigma_{com,Ed}$  é o valor máximo da tensão de compressão no componente, obtida através de uma análise de primeiro ordem ou de segunda ordem [2].

Assim, para as secções de Classe 4, assume-se que parte da área da secção transversal sujeita a compressão devido à encurvadura local não tem resistência (área perdida). Por norma, a área desprezada na verificação da resistência destas secções está localizada nas extremidades dos banzos em consola ou no centro, acima do eixo neutro, da alma sujeita a compressão. A Figura 59 representa casos típicos da secção transversal reduzida, devido ao fenómeno de encurvadura local, para elementos sujeitos a compressão (a) ou flexão (b).

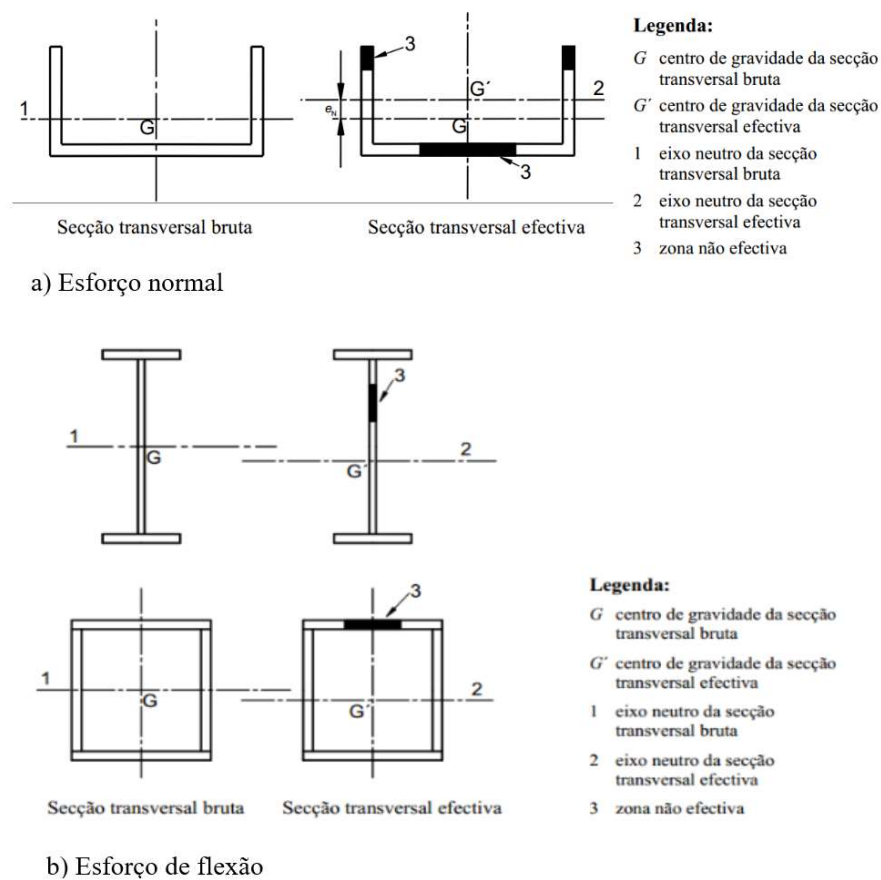


Figura 59 - Secções transversais efetivas [10]

Do ponto de vista de projeto, é necessário determinar a secção transversal efetiva (ou seja, a secção bruta menos a área não efetiva) de acordo com os procedimentos especificados na EN 1993-1-5 (*Eurocode 3- Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements*). No caso de uma secção transversal circular de Classe 4 deverão adotar-se os procedimentos estabelecidos na EN 1993-1-6 (*Design of steel structures – Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*).

As áreas efetivas dos elementos planos comprimidos deverão ser obtidas utilizando a Tabela 14, para elementos internos comprimidos, e a Tabela 15, para elementos em consola. A área efetiva da zona comprimida de uma chapa, com secção bruta de área  $A_c$ , deverá ser obtida a partir de [10]:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (10)$$

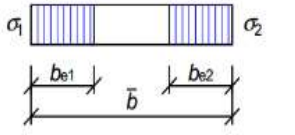
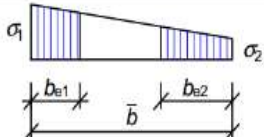
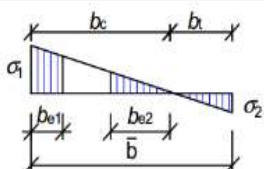
em que  $\rho$  é o coeficiente de redução para a encurvadura da chapa, calculado da seguinte forma [10]:

- Elementos internos comprimidos (almas):

$$\rho = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (11)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (12)$$

Tabela 14 – Determinação da largura efetiva para elementos internos comprimidos (almas) [10]

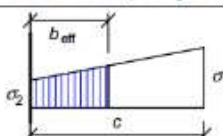
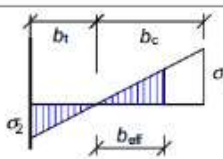
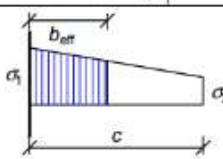
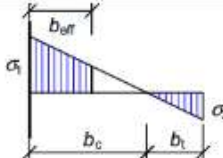
Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva <sup>p</sup> $b_{eff}$		
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coeficiente de encurvadura $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

- Elementos em consola comprimidos (banzos) [10]:

$$\rho = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (13)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (14)$$

Tabela 15 - Determinação da largura efetiva para elementos em consola comprimidos (banzos) [2]

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva <sup>p</sup> $b_{\text{eff}}$			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Coefficiente de encurvadura $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficiente de encurvadura $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Os parâmetros  $\bar{\lambda}_p$  e  $\varepsilon$  podem ser determinados através das seguintes expressões [10]:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{c/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (15)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (16)$$

### 3.3.2. Metodologia de classificação de secções segundo a AISC 360-10

A classificação de secções segundo a norma AISC 360-10 está definida no Capítulo B da mesma, distinguindo a classificação para elementos sujeitos a esforço axial e elementos sujeitos a flexão, da seguinte forma [1]:

- Elementos sujeitos a esforço axial são classificados como *esbeltos* ou *não-esbeltos*;
- Elementos sujeitos a flexão são classificados como *compactos*, *não-compactos* ou *esbeltos*.

A classificação de secções de elementos sujeitos a esforços combinados (esforço axial e flexão, simultaneamente) é omissa nesta norma.

Os critérios de classificação, tal como no EC3, baseiam-se no tipo de aço que constitui a secção bem como na relação largura-espessura da alma (*Stiffened elements*) e do banzo (*Unstiffened elements*) que constituem o perfil.

Assim, a norma AISC 360-10 define os seguintes parâmetros [1] [8]:

(1) Para elementos sujeitos a esforço axial:

$\lambda_r$ , relação largura-espessura que define o limite não-esbelto/esbelto;

(2) Para elementos sujeitos a flexão:

$\lambda_p$ , relação largura-espessura que define o limite compacto/não-compacto;

$\lambda_r$ , relação largura-espessura que define o limite não-compacto/esbelto.

De notar que, embora o método de classificação segundo a norma AISC 360-10 seja muito parecido ao do EC3, algumas das considerações efetuadas para determinar as relações largura-espessura são diferentes; Na norma AISC 360-10 a largura do banzo a considerar, na relação largura-espessura, é metade da largura total do mesmo, ao passo que no EC3, essa mesma largura é a largura do banzo em consola (ou seja, largura total do banzo subtraída da espessura da alma e dos raios internos dividida por dois); Quanto à classificação das almas, ambas as normas consideram que a altura das mesmas é determinada pela altura livre entre banzos, subtraindo os dois raios.

A classificação dos banzos de perfis construídos depende não só da relação largura-espessura do próprio banzo, mas também da alma, dada pelo parâmetro  $k_c$ , através da seguinte expressão [1]:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (17)$$

onde  $h$  e  $t_w$  são a altura e espessura da alma, respetivamente. Este parâmetro tem em conta o efeito de travamento da alma no banzo: almas mais finas conferem um grau de rigidez mais baixo à secção.

A classificação deverá ser efetuada tendo em conta a Tabela 16 para elementos sujeitos a compressão, e a Tabela 17 para elementos sujeitos a flexão. Os limites a verificar são:

Elementos comprimidos

$b/t \leq \lambda_r$  – Elemento não esbelto

$b/t > \lambda_r$  – Elemento esbelto

Elementos fletidos

$b/t \leq \lambda_p$  – Elemento compacto

$\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$  – Elemento não-compacto

$b/t > \lambda_r$  – Elemento esbelto

Tabela 16 - Relação largura-espessura para elementos sujeitos a compressão - AISC 360-10 [8]

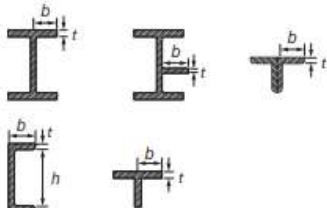
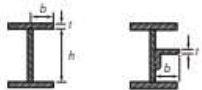
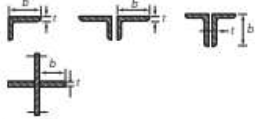

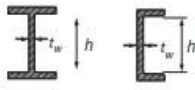

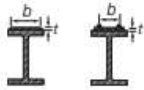


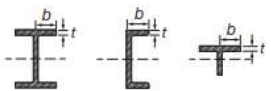
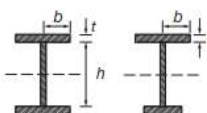
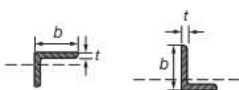
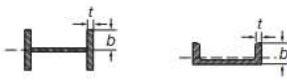

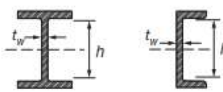
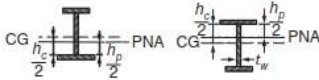
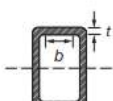
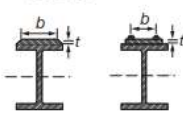
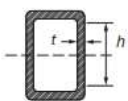
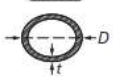
Descrição	Relação largura-espessura	Limite relação largura-espessura $\lambda_r$ (não-esbelto/esbelto)	Exemplos
Elementos não travados			
Banzo de secções laminadas a quente, projeções de chapas a partir da alma de um I; Banzos de pares de cantoneiras com contacto contínuo, banzos de secções C e T;	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Banzos de perfis contruidos com secção em I, projeções de chapas ou cantoneiras a partir da alma;	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
Banzo de uma cantoneira única ou de duas cantoneiras com afastamento e todos os outros elementos não travados;	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Hastes de secções em T;	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Travados			
Almas de secções em I e C;	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Parede de secções tubulares quadradas ou retangulares com a mesma espessura;	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Chapas sobre-junta entre ligações aparafusadas ou soldadas;	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Todos os outros elementos travados;	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Secções tubulares circulares;	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabela 17 - Relação largura-espessura para elementos sujeitos a flexão - AISC 360-10 [8]

Descrição	Relação largura-espessura	Limites relação largura-espessura		Exemplos
		$\lambda_p$ (compacto/não-compacto)	$\lambda_r$ (não-compacto/esbelto)	
Banzos de perfis laminados a quente com secção em I, C ou T;	$b/t$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Banzos de perfis de secção construída em I, bi-simétrico ou mono-simétrico;	$b/t$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	
Banzos de cantoneiras;	$b/t$	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Banzos de perfis com secção em I e C fletidos segundo o eixo fraco;	$b/t$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Hastes de secções em T;	$d/t$	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfis com secção em I e C;	$h/t_w$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfis com secção em I mono-soimétrica;	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Banzos de perfis com secção tubular quadrada e espessura uniforme;	$b/t$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Chapas sobre juntas;	$b/t$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfis com secção tubular e espessura uniforme;	$h/t$	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Secções tubulares circulares;	$D/t$	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

### 3.4. Elementos à tração

Por norma, os elementos à tração são constituídos por perfis laminados a quente de secção em L, C ou tubular. O comportamento destes elementos está intimamente relacionado com o comportamento tensão-deformação do aço sujeito a um esforço de tração uniaxial. Deste modo, a resistência máxima da secção transversal tracionada corresponde à tensão última,  $F_u$  (ver Figura 15), embora a tensão de cedência seja frequentemente considerada como resistência máxima da secção transversal à tração, especialmente quando a ductilidade é o motivo de preocupação [1].

No dimensionamento destes elementos as zonas de juntas (do próprio elemento tracionado ou ligação a outro elemento ou estrutura) tornam-se condicionantes quer pela ligação (aparafusada) quer pela redução de secção transversal. Deste modo deverá ser considerada para o cálculo a área útil da secção transversal de acordo com as disposições das normas.

A escolha da secção transversal de um elemento à tração pode basear-se num pré-dimensionamento em que a área da secção transversal é superior à área mínima necessária para suportar a carga de tração  $N$ , da seguinte forma [1]:

$$A_{min} = \frac{N}{f_d} \quad (18)$$

em que  $f_d$  é a tensão de cedência do aço.

#### 3.4.1. Método de cálculo da resistência à tração de acordo com o EC3

Segundo o EC3, um elemento sujeito a um esforço de tração atuante  $N_{ed}$  deverá satisfazer, em cada secção transversal, a seguinte condição [2]:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (19)$$

A resistência de uma secção transversal com furos à tração,  $N_{t,Rd}$ , deverá ser considerada como o mínimo entre o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção transversal bruta,  $N_{pl,Rd}$ , e o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação, da seguinte forma [2]:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad (20)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_u}{\gamma M_2} \quad (21)$$



onde  $A$  e  $A_{net}$  representam a área bruta e área útil da secção, respetivamente,  $f_y$  e  $f_u$  representam a tensão de cedência e tensão última do aço, respetivamente e  $\gamma M_0$  e  $\gamma M_2$  representam os coeficientes de segurança do material.

No caso de elementos com ligações aparafusadas da Categoria C (pré-esforçadas) solicitados por esforço transversal, a resistência à tração do elemento,  $N_{t,Rd}$ , na secção transversal com furos, deve ser adotada com  $N_{net,Rd}$ , dada por [2]:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma M_0} \quad (22)$$

No caso de uma cantoneira tracionada ligada numa aba por uma fileira de parafusos (ou de outros elementos ligados não assimetricamente como, por exemplo, secções em T ou em C), a distância entre parafusos bem como a distância dos parafusos ao bordo do perfil deve ser tida em conta aquando da determinação da resistência do elemento à tração. Assim, o valor de calculo da resistência última da secção útil devera ser determinado do seguinte modo [7]:

$$N_{u,Rd} = \frac{2 \times (e_2 - 0.5d_0) \times t \times f_u}{\gamma M_2} \quad (1 \text{ parafuso}) \quad (23)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma M_2} \quad (2 \text{ parafuso}) \quad (24)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma M_2} \quad (2 \text{ parafuso}) \quad (25)$$

em que:

$t$  é a espessura da aba da cantoneira;

$f_u$  é a tensão última do aço;

$d_0$  é o diâmetro do furo;

$e_2$  é a distância entre o centro do furo para o parafuso e a aresta do perfil, perpendicular à direção de aplicação da carga;

$\gamma M_2$  é o coeficiente parcial de segurança;

$\beta_2$  e  $\beta_3$  fatores de redução.

Os fatores de redução  $\beta_2$  e  $\beta_3$  dependem da distância entre parafusos sendo definidos de acordo com a Tabela 18.

Tabela 18 - Fatores de Redução  $\beta_2$  e  $\beta_3$  [7]

Distância (p1)	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5.0d_0$
2 parafusos ( $\beta_2$ )	0,4	0,7
3 parafusos ( $\beta_3$ )	0,5	0,7

Os valores  $2.5d_0 < p_1 < 5.0d_0$  podem ser obtidos através de uma interpolação linear. Na Figura 60 encontram-se ilustradas as distâncias  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $d_0$  para cantoneiras ligadas apenas por uma aba.

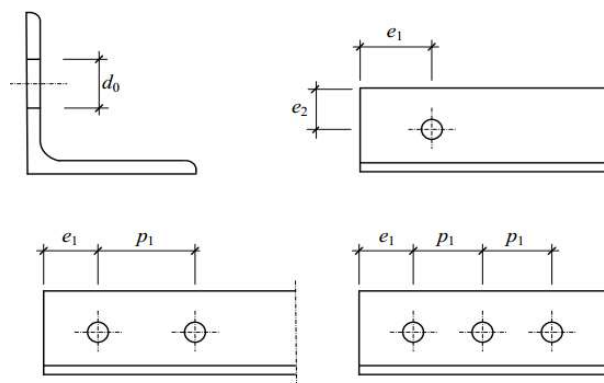


Figura 60 - Distâncias para cantoneiras ligadas por uma aba [7]

A área útil do perfil,  $A_{net}$ , é dada pela área bruta do mesmo subtraída do valor máximo das somas das áreas das secções dos furos em qualquer secção transversal perpendicular ao eixo do elemento, desde que os furos não estejam dispostos em quincôncio. Quando os furos estão dispostos em quincôncio, como demonstrado na Figura 61, a área útil é dada pela área bruta da secção subtraída do maior dos seguintes valores [2]:

- Soma das áreas das secções dos furos em qualquer secção transversal, quando não dispostos em quincôncio;
- Furos dispostos em quincôncio

$$A_{net} = t \left( n \times d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) \quad (26)$$

em que:

$s$  passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direção do eixo do elemento;

$p$  distancia entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direção normal ao eixo do elemento;

$t$  espessura;

$n$  numero de furos ao longo de qualquer linha que atravesse totalmente a largura de um elemento, ou parte dele, em diagonal ao ziguezague;

$d_0$  diâmetro de um furo.

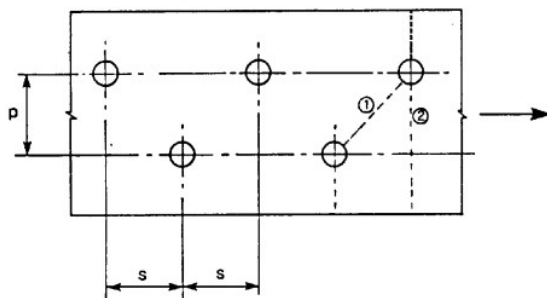


Figura 61 - Furos em quincôncio e linhas críticas de rotura [2]

### 3.4.2. Método de cálculo da resistência à tração de acordo com a AISC 360-10

Os elementos à tração, dimensionados pelo método LRFD (“Load and Resistance Factor Design”), satisfazem os requisitos da norma AISC 360-10 quando a resistência de cálculo à tração,  $\phi_t P_n$ , de cada elemento é igual ou superior ao esforço de tração atuante,  $P_u$ , determinado a partir das combinações de esforços para o método LRFD, da seguinte forma [1], [8]:

$$P_u \leq \phi_{t,i} P_{n,i} \quad (27)$$

em que:

$\phi_{t,i}$  fator de resistência à tração;

$P_u$  valor do esforço de tração atuante.

O valor da resistência de cálculo à tração,  $P_n$ , deverá ser determinado como o valor mínimo obtido de acordo com o estado limite de cedência ou o estado limite último do elemento à tração, da seguinte forma [1], [8]:

$$P_n = \min(\phi_{t,y} P_{n,y}; \phi_{t,u} P_{n,u}) \quad (28)$$

a) Para a tensão de cedência na zona bruta da secção transversal (rotura dúctil), a resistência é definida como [8]:

$$P_{n,y} = f_y A_g \quad (29)$$

onde:

$f_y$  tensão de cedência do aço;

$A_g$  área bruta da secção transversal;

O valor do fator de resistência a considerar é, neste caso,  $\phi_{t,y} = 0.90$ .

b) Para a tensão última na zona útil da secção transversal (rotura frágil), a resistência é definida como [8]:

$$P_{n,u} = f_u A_e \quad (30)$$

onde:

$f_u$  tensão última do aço;

$A_e$  área útil efetiva da secção transversal.

Neste caso, o valor do fator de resistência a considerar é  $\phi_{t,u} = 0.75$  que, quando comparado com o EC3, em que o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação é reduzido de um fator  $0,9/\gamma M2 = 0,9/1,25 = 0,72$ , é menos gravoso.

A determinação da área útil efetiva,  $A_e$ , deve ser efetuada da seguinte forma [1], [8]:

a) Para elementos à tração cuja carga é transmitida diretamente, entre vários elementos, através de parafusos:

$$A_e = A_n \quad (31)$$

em que:

$A_n$  área útil do elemento calculada como no EC3, mas considerando que o diâmetro dos furos é 2 mm maior que o diâmetro nominal do parafuso;

b) Para elementos à tração cuja carga é transmitida para alguns, mas não para todos, os elementos ligados através de parafusos ou soldas:

$$A_e = A_n U \quad (32)$$

em que:

$U$  é o fator de redução de corte determinado através da Tabela 19.

De notar que a principal diferença entre as duas normas, AISC 360-10 e EC3, recai sobre a forma como é considerado e calculado o fator de redução,  $U$ . A norma AISC 360-10 providencia uma análise mais cuidada no cálculo deste fator com valores a variar entre 0,6 e 0,9, dependendo de como é transmitida a carga entre os diferentes elementos ligados ao passo que, no EC3, é efetuada uma redução e 10% para todas as situações.

Tabela 19 - Fator de redução para ligações de elementos à tração [8]

Descrição	Fator de Redução, $U$	Exemplo	
Elementos à tração cuja carga é transmitida diretamente entre elementos através de parafusos ou soldas;	$U = 1$	—	
Elementos à tração, excepto chapas e secções tubulares quadradas, cuja carga é transmitida para alguns, mas não para todos os elementos através de parafusos ou soldas longitudinais ou por combinação de soldas longitudinais e transversais;	$U = 1 - \bar{x}/l$		
Elementos á tração cuja carga é transmitida unicamente através de soldas transversais;	$U = 1$ and $A_n$ = area of the directly connected elements	—	
Chapas à tração onde a carga é transmitida por soldas longitudinais;	$U = 1$ if $l \geq 2w$ $U = 0.87$ if $2w > l \geq 1.5w$ $U = 0.75$ if $1.5w > l \geq w$		
Secção tubular circular com transmissão da carga através de gusset;	$U = 1$ if $l \geq 1.3D$ $U = 1 - \bar{x}/l$ if $D \leq l < 1.3D$ ; $\bar{x} = D/\pi$		
Secção tubular quadrada com transmissão da carga através de um único gusset;	$U = 1 - \bar{x}/l$ if $l \geq H$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$		
	Com dois gusset;	$U = 1 - \bar{x}/l$ if $l \geq H$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	—
Secções W, M, S ou HP ou T retirado a partir de uma destas;	Banzo ligado com 3 ou mais arafusos por linha na direção de transmissão da carga;	$U = 0.90$ if $b_f \geq 2/3d$ $U = 0.85$ if $b_f < 2/3d$	—
	Alma ligada com 4 ou mais parafusos na direção de transmissão da carga;	$U = 0.70$	—
Cantoneiras simples ou duplas;	Com 4 ou mais parafusos por linha na direção da carga	$U = 0.80$	—
	Com 3 parafusos por linha na direção da carga;	$U = 0.60$	—

$l$  = comprimento da ligação (mm);  $w$  = largura da chapa (mm);  $\bar{x}$  = excentricidade da ligação (mm);  $B$  = largura total de secções tubulares retangulares, medida com um ângulo de  $90^\circ$  relativo ao plano da ligação (mm); and  $H$  = altura total de secções tubulares retangulares, medida no plano da ligação (mm).

### 3.4.3. Comparação quantitativa dos métodos de cálculo de resistência à tração do EC3 e da AISC 360-10

Considerando as metodologias de cálculo, para elementos tracionados, propostas pelas normas AISC 360-10 e EC3, procedeu-se à sua aplicação prática com vista à comparação dos valores da resistência à tração de um elemento.

Deste modo, foram selecionadas três secções transversais, IPE 300, HEA 300 e HEB 300, e duas classes de aço, S 275 e S 355, admitindo que o elemento em estudo não continha furos para ligação.

Os valores de cálculo obtidos para a resistência tração estão indicados na Tabela 20.

Tabela 20 - Valores da resistência à tração de um elemento segundo o EC3 e a AISC 360-10

Secção Transversal	$f_y$ (Mpa)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	EC3	AISC 360-10
			$N_{t,Rd}$ (kN)	$P_n$ (kN)
IPE 300	275	53,8	1479,5	1331,6
HEA 300	275	112,5	3093,8	2784,4
HEB 300	275	149,1	4100,3	3690,2
IPE 300	355	53,8	1909,9	1718,9
HEA 300	355	112,5	3993,8	3594,4
HEB 300	355	149,1	5293,1	4763,7

Tendo em conta que as expressões de cálculo em ambas as normas são semelhantes, a diferença no valor final da resistência à tração prende-se com o facto de, no EC3, o coeficiente de segurança,  $\gamma_{M0}$ , tomar o valor de 1,0, ao passo que, na norma AISC 360-10, o coeficiente de segurança,  $\phi_{t,y}$ , toma o valor de 0,9. Deste modo verifica-se que, segundo a norma AISC 360-10, o valor da resistência à tração de um elemento é 10% inferior, quando comparado com o EC3.

### 3.5. Elementos à compressão

Um elemento de aço é considerado comprimido quando está sujeito a um esforço axial aplicado no centroide da sua secção ou com uma excentricidade muito pequena. De acordo com as práticas correntes de dimensionamento considera-se que uma excentricidade é suficientemente pequena quando o seu valor é inferior a 1/1000 do comprimento total do elemento em estudo [1].

A compressão pura em elementos de aço está, em geral, associada ao fenómeno de instabilidade devido à sua esbelteza. Deste modo, o dimensionamento de um elemento à compressão deve ser acompanhado de uma verificação à encurvadura.

### 3.5.1. Cálculo de elementos comprimidos de acordo com o EC3

Um elemento sujeito a um esforço axial de compressão deve, de acordo com as disposições do EC3, satisfazer em cada secção transversal a seguinte condição [2]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (33)$$

onde  $N_{Ed}$  é o valor de cálculo do esforço axial de compressão e  $N_{c,Rd}$  é o esforço resistente de cálculo da secção transversal para compressão uniforme, dado por [2]:

- Secções de classe 1, 2 e 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (34)$$

- Secções de classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (35)$$

em que  $A$  é a área bruta da secção transversal,  $A_{eff}$  é a área efetiva das secções transversais de Classe 4,  $f_y$  é a tensão de cedência do aço e  $\gamma_{M0}$  é o fator de segurança. No cálculo do  $N_{c,Rd}$  os furos das ligações não necessitam de ser considerados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação e não se encontrem sobredimensionados ou sejam ovalizados.

De notar que, para além da verificação de compressão pura, deve ser verificada a resistência à encurvadura do elemento em estudo que, geralmente, é mais condicionante. Esta verificação será abordada neste documento no Capítulo 3.8 - Resistência à encurvadura por flexão.

### 3.5.2. Cálculo de elementos comprimidos de acordo com a AISC 360-10

A norma AISC 360-10 não faz distinção entre resistência e estabilidade de elementos sujeitos a esforço de compressão axial, seguindo uma abordagem unificada que contabiliza os efeitos estabilidade global (resistência a encurvadura) e de resistência à compressão da secção transversal. Como tal, esta abordagem será descrita no Capítulo 3.8 - Resistência à encurvadura por flexão [1].

### 3.6. Elementos à flexão

A resistência de um elemento sujeito a flexão depende da resistência da secção transversal que o compõem ou da ocorrência de encurvadura lateral. A última, típica de elementos compostos por secções em I ou H, será apresentada no Capítulo 3.9 - Resistência à encurvadura lateral.

No caso de uma das seguintes situações ocorrer não haverá desenvolvimento do fenómeno de encurvadura lateral podendo a capacidade resistente do elemento à flexão basear-se apenas na resistência da secção transversal [7]:

- A secção transversal que compõem o elemento está fletida segundo o seu eixo fraco z-z;
- O elemento fletido encontra-se restringido por elementos secundário, lajes de betão ou qualquer outro elemento que impeça o deslocamento lateral das partes comprimidas da secção;
- A secção transversal que compõem o elemento tem elevada rigidez à torção e rigidez semelhante segundo os dois eixos de flexão como, por exemplo, secções tubulares.

Assim, a resistência à flexão de uma secção transversal pode ser obtida a partir da sua resistência plástica, se a secção for de classe 1 ou 2, restringida lateralmente e composta por um material dúctil (aço macio). Por outro lado, para secções transversais de classe 3 e 4 a resistência à flexão deve ser obtida a partir da resistência elástica da secção [7].

#### 3.6.1. Cálculo da resistência à flexão segundo o EC3

Na ausência de esforço transversal, o valor de cálculo do momento fletor atuante,  $M_{Ed}$ , em cada secção transversal, deverá satisfazer a seguinte condição [2]:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (36)$$

em que  $M_{c,Rd}$  é o valor de cálculo do momento fletor resistente.

O valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal, segundo um dos seus eixos principais de inércia, deverá ser determinado da seguinte forma [2], [7]:

- Secções transversais de classe 1 ou 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (37)$$

- Secções transversais de classe 3



$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (38)$$

- Secções transversais de classe 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

onde:

$W_{pl}$  é o modulo de flexão plástico;

$W_{el,min}$  é o modulo de flexão elástico mínimo;

$W_{eff,min}$  é o mínimo modulo de flexão elástico da secção efetiva;

$f_y$  é a tensão de cedência do aço;

$\gamma_{M0}$  é o coeficiente parcial de segurança.

Os furos nas ligações do banzo tracionado poderão ser ignorados desde que a seguinte condição seja satisfeita [1]:

$$\frac{A_{f,net}0,9f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

em que  $A_{f,net}$  e  $A_f$  representam a área útil da secção transversal e a área bruta da secção transversal, respetivamente,  $f_u$  e  $f_y$  representam a tensão ultima e tensão de cedência do aço, respetivamente, e  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  são os coeficientes parciais de segurança.

Na presença de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tidos em conta no cálculo do momento fletor resistente. Nos casos em que o esforço transversal atuante é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado, caso contrário, o momento fletor resistente deverá ser reduzido, adotando-se, na área resistente ao esforço transversal, uma tensão de cedência reduzida da seguinte forma [2]:

$$(1 - \rho)f_y \quad (41)$$

em que:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ e } V_{pl,Rd} \text{ é calculado de acordo com o Capítulo 3.7.}$$

### 3.6.2. Cálculo da resistência à flexão segundo a AISC 360-10

A verificação da resistência à flexão é abordada no Capítulo F da norma AISC 360-10. O código fornece regras para determinar o momento resistente de flexão da secção transversal,  $M_n$ , como o valor mínimo entre aos valores calculados para cada estado limite [1].

Os diferentes estados limites considerados pela norma são apresentados na Tabela 21, tendo em conta os principais mecanismos de rotura por flexão, como:

- Cedência global secção transversal;
- Encurvadura lateral do elemento;
- Encurvadura local dos banzos ou alma.

Tabela 21 - Estados limites a considerar segundo a AISC 360-10

Estado Limite a considerar	Sigla
Cedência global da secção transversal	Y (Yielding)
Encurvadura local	LB (Local Buckling)
Cedência do banzo comprimido	CFY (Compression flange yielding)
Cedência do banzo tracionado	TFY (Tension flange yielding)
Encurvadura lateral	LTB (Lateral-torsional buckling)
Encurvadura local do banzo	FLB (Flange local buckling)
Encurvadura local da alma	WLB (Web local buckling)

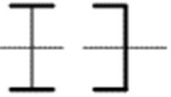
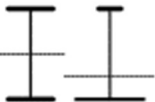

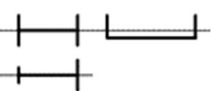

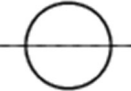
Assim, o dimensionamento, utilizando o método LRFD, satisfaz as especificações da norma AISC 360-10 quando o momento resistente de cálculo,  $\phi_b M_n$ , de cada elemento iguala ou excede o momento máximo atuante  $M_u$ , com base na seguinte equação [1], [8]:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (42)$$

onde  $\phi_b$  é o fator de resistência,  $\phi_b=0.90$ , e  $M_n$  é o momento fletor resistente mínimo.

Neste capítulo apenas se fará referência ao cálculo do momento resistente para o mecanismo de rotura por cedência global da secção transversal sendo que, no Capítulo 3.9 - Resistência à encurvadura lateral, irá ser abordado o cálculo do momento fletor resistente para o mecanismo de rotura por encurvadura lateral. Deste modo são apresentadas na Tabela 22 as expressões para o cálculo do momento fletor resistente consoante o tipo de elemento em causa e a classificação da secção transversal que o compõem:

Tabela 22 - Cálculo do Momento resistente  $M_n$  [8]

Caso	Secção transversal	Classificação do Banzo comprimido	Classificação da Alma	$M_n$
- Elemento com secção simétrica em I ou C fletido segundo o eixo forte;		C	C	$M_n = f_y Z_x$
- Outros elementos com secção em I com alma compacta ou não compacta, banzo compacto, não compacto ou esbelto, fletidos segundo o eixo forte;		C, NC, S	C, NC	$M_n = R_{pc} f_y S_{xc}$
- Outros elementos com secção em I com alma esbelta, banzo compacto, não compacto ou esbelto, fletidos segundo o eixo forte;		C, NC, S	S	$M_n = R_{pg} f_y S_{xc}$
- Elemento com secção simétrica em I ou C fletido segundo o eixo fraco;		C, NC, S	-	$M_n = f_y Z_y \leq 1.6 f_y S_y$
- Elementos com secção tubular quadrada ou retangular;		C, NC, S	C, NC	$M_n = f_y Z$
- Elementos com secção tubular circular;		-	-	$M_n = f_y Z$

C – Compacto; NC – Não compacto; S – Esbelto

em que:

 $f_y$  tensão de cedência do aço; $Z_x$  modulo de flexão plástico segundo o eixo forte; $Z_y$  modulo de flexão plástico segundo o eixo fraco; $Z$  modulo de flexão plásticos segundo o eixo de flexão; $S_{xc}$  modulo de flexão elástico do banzo à compressão; $S_y$  modulo de flexão elástico segundo o eixo fraco; $R_{pc}$  fator de plastificação da alma; $R_{pg}$  fator de redução da resistência à flexão.

O fator de plastificação da alma,  $R_{pc}$ , deverá ser determinado a partir das expressões (43), (44) e (45), de acordo com os seguintes limites [8]:

Quando  $I_{yc}/I_y > 0.23$

a) Se  $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (43)$$

b) Se  $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[ \frac{M_p}{M_{yc}} - \left( \frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (44)$$

Quando  $I_{yc}/I_y \leq 0.23$

$$R_{pc} = 1.0 \quad (45)$$

em que:

$$M_p = f_y Z_x \leq 1.6 f_y S_{xc}$$

$S_{xc}$  módulo e flexão elásticos correspondente ao banzo comprimido ( $\text{mm}^3$ );

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ , limite de esbelteza para almas compactas;

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ , limite de esbelteza para almas não-compactas;

$h_c$  duas vezes a altura da alma, medida da seguinte forma: a distância livre entre banzo menos os raios de curvatura interiores (mm).

Já o fator de redução da resistência à flexão,  $R_{pg}$ , deverá ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left( \frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1.0 \quad (46)$$

em que:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

$b_{fc}$  é a largura do banzo comprimido (mm);

$t_{fc}$  é a espessura do banzo comprimido (mm);

$f_y$  é a tensão de cedência do aço;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

### 3.6.3. Comparação quantitativa das metodologias de cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC3 e a AISC 360-10

Seguindo o propósito do ponto 3.4.3, efetuou-se o cálculo da resistência à flexão, de acordo com o método de ambas as normas, para três secções transversais e duas classes de aço. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 - Esforço resistente à flexão segundo o EC3 e a AISC 360-10

Secção Transversal	$f_y$ (Mpa)	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	EC3	AISC 360-10
			$M_{c,Rd}$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)
IPE 300	275	628,36	172,8	155,5
HEA 300	275	1628,1	447,7	403,0
HEB 300	275	1869	514,0	462,6
IPE 300	355	628,36	223,1	200,8
HEA 300	355	1628,1	578,0	520,2
HEB 300	355	1869	663,5	597,1

Mais uma vez, a diferença no valor final da resistência à tração prende-se com o facto de, no EC3, o coeficiente de segurança,  $\gamma_{M0}$ , tomar o valor de 1,0, ao passo que, na norma AISC 360-10, o coeficiente de segurança,  $\phi_b$ , toma o valor de 0,9. Deste modo verifica-se que, segundo a norma AISC 360-10, o valor da resistência à flexão de um elemento é inferior, quando comparado com o EC3.

## 3.7. Esforço transversal

Na maioria dos elementos estruturais, a resistência ao esforço de corte é dada pela alma da secção transversal. Devido à sua reduzida espessura é importante considerar que as tensões de corte estão uniformemente distribuídas em toda a espessura,  $t$ , da alma. A resistência ao corte de uma secção transversal é tanto maior, quanto maior for a área da alma dessa mesma secção [11].

### 3.7.1. Cálculo da resistência ao esforço transversal de acordo com o EC3

Segundo as disposições do EC3, o valor de cálculo do esforço transversal atuante em cada secção transversal deve satisfazer a seguinte condição [2]:

$$\frac{V_{ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (47)$$

onde  $V_{c,Rd}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente.

Considerando uma análise plástica e, na ausência de torção, o valor de cálculo do esforço transversal resistente,  $V_{c,Rd}$ , é dado pelo valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico,  $V_{pl,Rd}$ , de acordo com a seguinte expressão [2]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (48)$$

onde  $A_v$  é a área da secção resistente ao esforço transversal conforme representada, qualitativamente, na Figura 62 para uma secção em I. Esta área corresponde, aproximadamente, à área das partes da secção transversal, normalmente a alma, que são paralelas às forças de corte. No ponto 6.2.6 (3) do EC3 são definidas expressões para determinar a área resistente ao corte consoante o tipo de secção transversal, no entanto, nos catálogos de perfis comerciais, podemos encontrar este valor tabelado.

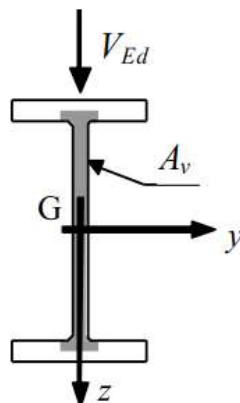


Figura 62 - Área resistente ao corte para uma secção em I [7]

Considerando uma análise elástica a verificação da resistência ao esforço transversal é dada pela seguinte expressão [2]:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad (49)$$

onde  $\tau_{Ed}$  é o valor de cálculo da tensão de corte num determinado ponto, dado por [2]:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{I t} \quad (50)$$

em que:

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$S$  momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção;

$I$  momento de inércia da secção transversal;

$t$  espessura da secção no ponto considerado.

No caso de secções em I ou H, a tensão tangencial na alma poderá ser considerado igual a [2]:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ se } A_f/A_w \geq 0.6 \quad (51)$$

em que:

$A_f$  área de um banzo;

$A_w$  área da alma:  $A_w = h_w t_w$

Em perfis sem reforço intermédio das almas, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal deverá ser efetuada de acordo com a secção 5 do EC3-1-5, se [2]:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (52)$$

em que  $h_w$  e  $t_w$  representam a altura e a espessura da alma, respetivamente,  $\eta$  é um fator definido no EC3-1-5 que pode, conservativamente, adotar o valor de 1,0 e  $\varepsilon$  é dado pela relação  $\sqrt{(235/f_y)}$ .

Os furos para parafusos não necessitam ser considerados na verificação da resistência ao esforço transversal exceto nas zonas de ligação conforme as cláusulas do EC3-1-8.

Segundo o EC3, na presença de esforço transversal, a tensão de cedência do aço no cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal deve ser minorada, tendo assim em conta os efeitos do esforço transversal, conforme exposto no ponto 3.6.1 do presente documento.

### 3.7.2. Cálculo da resistência ao esforço transversal de acordo com a AISC 360-10

A verificação do esforço transversal consta no Capítulo G da norma AISC 360-10. O dimensionamento ao esforço transversal, de acordo com o método LRFD, satisfaz os requisitos da norma AISC quando o esforço transversal resistente de cálculo,  $\phi V_n$ , é igual ou superior ao esforço transversal atuante máximo,  $V_u$ , determinado com base nas combinações de ações para o método LRFD, da seguinte forma [1]:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (53)$$

onde  $\phi$  é o fator de resistência,  $\phi=0.90$  exceto nos casos indicados na Tabela 24, e  $V_n$  é o esforço transversal resistente mínimo.

De acordo com a norma AISC 360-10 não existe efeito das forças de esforço transversal no cálculo da resistência à flexão de uma secção transversal, portanto, a verificação para o esforço transversal e para a flexão, são independentes [1].

A norma prevê dois métodos de cálculo do esforço transversal resistente, no entanto, neste documento, apenas será abordado o método aplicável a perfis mono-simétrico, bi-simétricos e de secção transversal em C sujeitos a esforço transversal no plano paralelo à alma.

Deste modo, o valor do esforço transversal resistente é dado por [1], [8]:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (54)$$

onde  $A_w = h t_w$  é a área da alma e  $C_v$  é o coeficiente que tem em conta a encurvadura da alma por esforço transversal, conforme a Tabela 24 e Tabela 25.

Tabela 24 - Valor do parâmetro  $C_v$  [1]

Tipologia	Condições	$C_v$
(a) Almas de perfis laminados de secção em I	$h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/f_y}$	1,0*
(b) Almas de todas as outras secções mono-simétricas ou bi-simétricas e secções em C, exceto secções tubulares	$h/t_w \leq 1,10 \sqrt{k_v E/f_y}$	1,0
	$1,10 \sqrt{k_v E/f_y} < h/t_w$	$1,10 \sqrt{k_v E/f_y} / h/t_w$
	$h/t_w \leq 1,37 \sqrt{k_v E/f_y}$	$h/t_w$
	$h/t_w > 1,37 \sqrt{k_v E/f_y}$	$\frac{1,51 k_v E}{(h/t_w)^2 f_y}$

\* Para este caso, assumir  $\phi_v = 1,0$ ;

$h$  para secções laminadas, a distância entre os banzos menos o raio interior;

para secções construídas soldadas, a distância entre os banzos;

para secções em T, a altura total;

$t_w$  espessura da alma;

$k_v$  coeficiente de encurvadura da alma

Tabela 25 - Valor do parâmetro  $K_v$  [1]

Tipo de secção	Condição	$k_v$
Alma sem reforço intermédio	$h/t_w \leq 260$	5
Alma com reforço intermédio	$a/h > 3,0$	5
	ou	
	$a/h > \left[ \frac{260}{h/t_w} \right]^2$	
	$a/h \leq 3,0$	$5 + \frac{5}{(a/h)^2}$
	ou	
	$a/h \leq \left[ \frac{260}{h/t_w} \right]^2$	
Secções em T	-	1,2

$a$  = distância livre entre reforços da alma

### 3.7.3. Comparação quantitativa da resistência ao esforço transversal segundo o EC3 e a AISC 360-10

Considerando três secções transversais diferentes. IPE 300, HEA 300 e HEB 300, e as duas classes de aço, S275 e S355, calculou-se o esforço transversal resistente aplicando as metodologias do EC3 e da AISC 360-10. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 26.



Tabela 26 - Valores do esforço transversal resistente segundo o EC3 e a AISC 360-10

Secção Transversal	$f_y$ (Mpa)	$A_v$ (mm <sup>2</sup> )	EC3	AISC 360-10	
			$V_{pl,Rd}$	$C_v$	$V_u$
<b>IPE 300</b>	275	25,7	408,04	1	408,04
<b>HEA 300</b>	275	37,28	591,90	1	591,90
<b>HEB 300</b>	275	47,43	753,05	1	753,05
<b>IPE 300</b>	355	25,7	526,75	1	526,75
<b>HEA 300</b>	355	37,28	764,09	1	764,09
<b>HEB 300</b>	355	47,43	972,12	1	972,12

Comparando os valores obtido para a resistência ao esforço transversal pode concluir-se que, neste caso, não há diferença na resistência final do elemento quando calculada pelo EC3 ou pela AISC 360-10. Tal constatação deve-se ao facto de, neste caso em específico, o parâmetro  $C_v$  presente na metodologia da norma AISC 360-10 tomar o valor de 1,0 conforme recomendado na Tabela 24 na alínea a), impondo que, valor do coeficiente de segurança,  $\phi_v$ , adote o valor de 1,0 também. Com estas condições, as expressões de cálculo propostas pelo EC3 e pela AISC 360-10 tornam-se semelhantes, traduzindo valores da resistência ao esforço transversal igualmente semelhantes.

### 3.8. Resistência à encurvadura por flexão

A resistência de um elemento de aço sujeito a compressão axial depende da resistência da secção transversal que o compõem ou da ocorrência de fenómenos de instabilidade. Em geral, no dimensionamento de elementos à compressão, a ocorrência de instabilidade, devido à esbelteza dos elementos de aço, é condicionante para o cálculo [7].

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade caracterizado pela ocorrência de deformações transversais em elementos sujeitos a compressão, que ocorre quando a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) é ultrapassada [7].

A carga crítica de Euler, derivada da teoria da estabilidade elástica, é definida como o valor do esforço axial a partir do qual um elemento elástico inicialmente perfeito pode começar a exibir deformação não exclusivamente axial. A encurvadura de um elemento comprimido, sem imperfeições, é ilustrada de uma forma simplificada na Figura 63 [7], na qual uma barra comprimida, com comprimento inicial  $L$ , simplesmente apoiada, sofre um deslocamento perpendicular ao seu eixo de flexão quando é atingida a carga crítica de Euler.

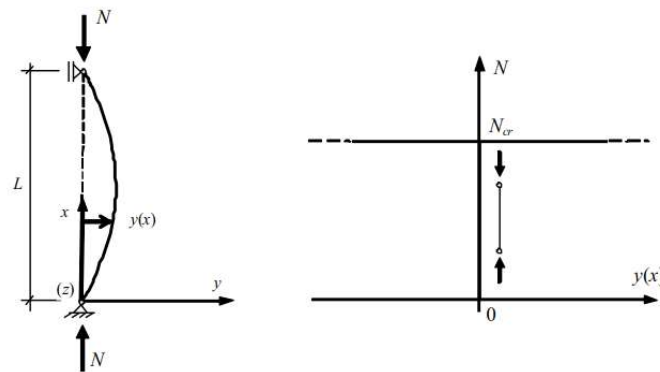


Figura 63 - Encurvadura de elemento articulado (carga crítica de Euler) [7]

A carga crítica elástica de um elemento articulado, com secção transversal uniforme e sujeito a um esforço axial constante, é dada pela expressão (55). Nesta formulação são assumidas as seguintes condições de dimensionamento (condições ideais) [7]:

- Material com um comportamento elástico linear;
- Elemento sem imperfeições geométricas nem tensões residuais;
- Carga perfeitamente centrada;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (55)$$

em que  $E$  representa o módulo de elasticidade do aço,  $I$  é a inércia da secção transversal relativa ao eixo considerado  $L_{cr}$  é o comprimento de encurvadura.

O comprimento de encurvadura de um elemento,  $L_{cr}$ , é definido como o comprimento de um membro similar fixo nas extremidades (impedido de se deslocar, mas com rotação livre no plano de encurvadura), com a mesma carga crítica. A Figura 64 ilustra o comprimento de encurvadura para elementos isolados, para várias condições de apoio [1], [7].

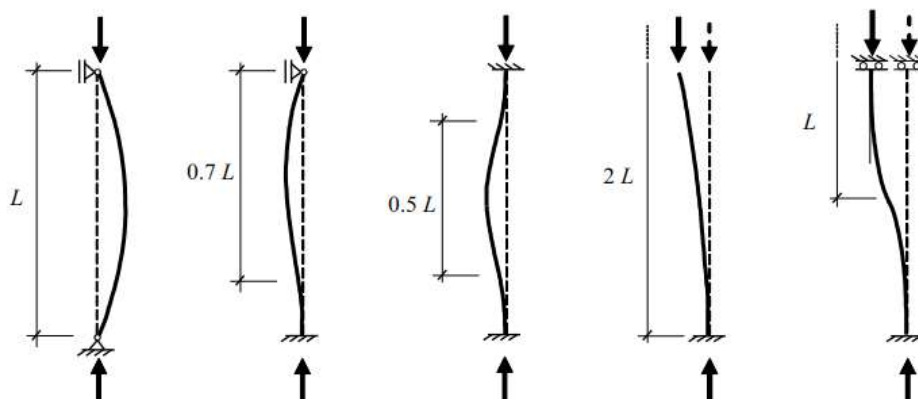


Figura 64 - Comprimento de encurvadura,  $L_{cr}$ , em função do comprimento real do elemento,  $L$

### 3.8.1. Método de cálculo da resistência à encurvadura segundo o (EC3)

Segundo o EC3, para elementos intermédios, o comprimento de encurvadura deverá ser determinado com base nas seguintes expressões [12]:

- Estruturas de nós fixos -  $0,5 L < L_{cr} \leq L$

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (56)$$

- Estruturas de nós móveis -  $L < L_{cr}$

$$\frac{L_{cr}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6\eta_1\eta_2}} \quad (57)$$

em que  $\eta_1$  e  $\eta_2$  são os fatores de distribuição conforme representado na Figura 65.

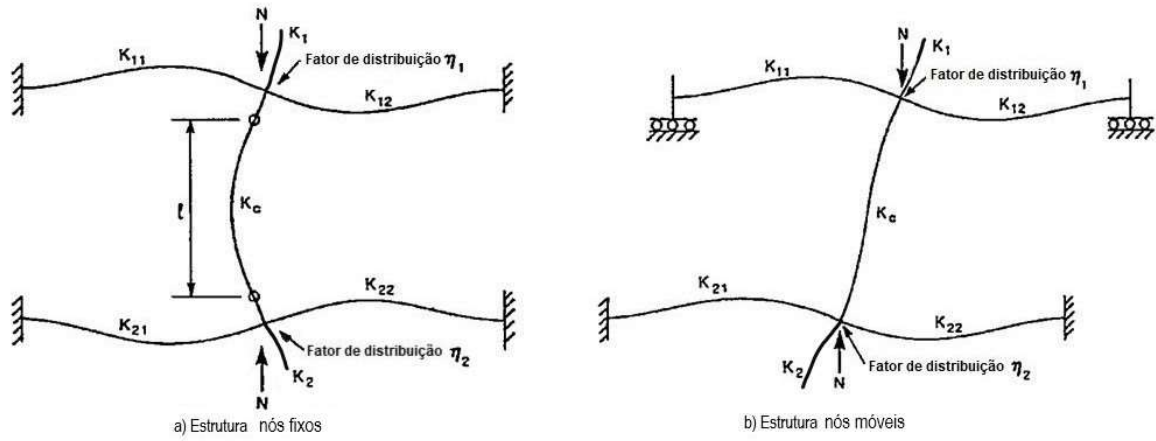


Figura 65 - Fatores de distribuição [12]

Os fatores de distribuição deverão ser determinados a partir das expressões (58) e (59) [12].

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (58)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (59)$$

em que  $K_c$ ,  $K_1$  e  $K_2$  representam o coeficiente de encastramento do pilar em estudo e dos pilares adjacentes e  $K_{11}$ ,  $K_{12}$ ,  $K_{21}$  e  $K_{22}$  representam o coeficiente de encastramento das vigas adjacentes.

Os coeficientes de encastramento deverão ser determinados da seguinte forma [12]:

- Para pilares o valor do coeficiente de encastramento é dado pela expressão (60).

$$K_i = \frac{I}{L} \quad (60)$$

- Para vigas, o valor do coeficiente de encastramento é apresentado na Tabela 27 [12]:

Tabela 27 - Coeficientes de encastramento para vigas [12]

Condições de apoio na extremidade	Coeficiente de encastramento, $K$
Encastrada na extremidade oposta	$K_{ij} = 1,0 \frac{I}{L}$
Rotulada na extremidade oposta	$K_{ij} = 0,75 \frac{I}{L}$
Igual sentido de rotação em ambas as extremidades	$K_{ij} = 1,5 \frac{I}{L}$
Igual sentido de rotação em ambas as extremidades, em sentido oposto	$K_{ij} = 0,5 \frac{I}{L}$
Caso geral, rotação $\theta_a$ na extremidade junto ao pilar e rotação $\theta_b$ na extremidade oposta	$K_{ij} = \left(1 + 0,5 \frac{\theta_b}{\theta_a}\right) \frac{I}{L}$

Onde  $I$  representa a inércia do elemento na direção considerada e  $L$  o seu comprimento.

A estabilidade de um elemento comprimido é verificada quando o esforço axial atuante,  $N_{ed}$ , é igual ou inferior à resistência à encurvadura do elemento,  $N_{b,Rd}$ , conforme a seguinte expressão [2]:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (61)$$

A resistência à encurvadura por compressão de um elemento é calculada em função da classe da secção transversal que o compõem da seguinte forma [2]:

- Secções de classe 1, 2 ou 3

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (62)$$

- Secções de classe 4

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (63)$$

onde  $A$  representa a área bruta da secção transversal,  $A_{eff}$  representa área efetiva da secção transversal,  $f_y$  é a tensão de cedência do aço,  $\chi$  é o fator de redução para o modo de encurvadura relevante e  $\gamma_{M1}$  é o coeficiente parcial de segurança.

O fator de redução  $\chi$  é dado pela seguinte expressão [2]:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (64)$$

em que  $\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ ,  $\alpha$  é o fator de imperfeição e  $\bar{\lambda}$  é a esbelteza normalizada dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ para secções transversais de classe 1, 2 e 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \text{ para secções transversais de classe 4.}$$

onde  $N_{cr}$  é o valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante.

O fator de imperfeição,  $\alpha$ , determinado com base na Tabela 28, depende da curva de encurvadura associada ao elemento. A curva de encurvadura do elemento deverá ser determinada a partir da Tabela 29 e depende da secção transversal do mesmo, do tipo de aço e do processo de fabrico.

Tabela 28 - Fator de imperfeição para as curvas de encurvadura [2]

Curva de encurvadura	$a_0$	a	b	c	d
Factor de imperfeição $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 29 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal [2]

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_r \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_r \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_r \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_r > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados		$t_r \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c
		$t_r > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a a <sub>0</sub>
		enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixa soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_r$ $b/t_r < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Cantoneiras				qualquer	b b

O valor do fator de redução,  $\chi$ , pode ainda ser obtido através da Figura 66, por meio de interpolação, em função da esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}$ , e da curva de encurvadura do elemento.

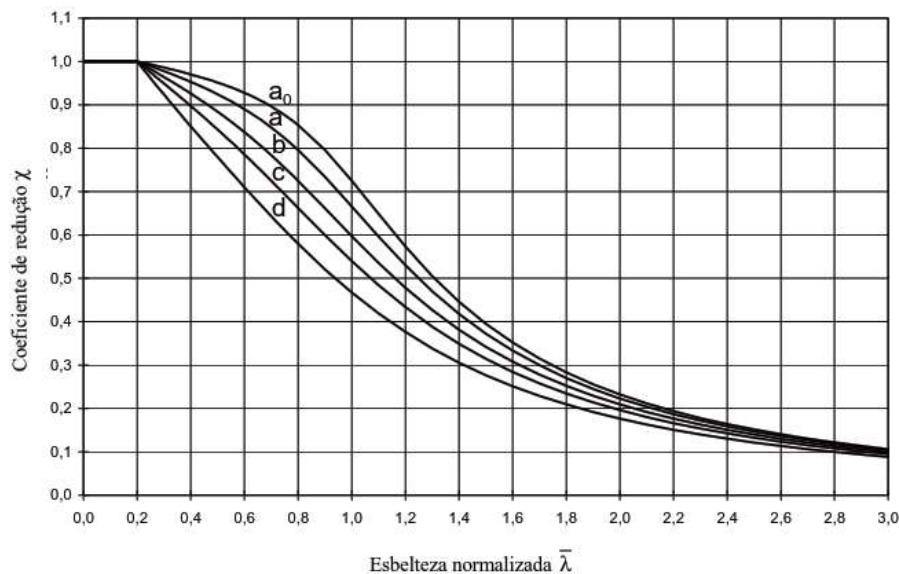


Figura 66 - Curvas de encurvadura [2]

Nos casos em que a esbelteza  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  ou para  $\frac{N_{ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$ , os efeitos da encurvadura poderão ser desprezados, sendo apenas efetuadas as verificações de segurança para a resistência da secção transversal [2].

### 3.8.2. Método de cálculo da resistência à encurvadura segundo a (AISC 360-10)

Do ponto de vista de dimensionamento, um elemento à compressão é verificado em relação à encurvadura, aplicando um valor máximo de tensão (limitado à tensão de cedência do aço) definido em função dos seguintes parâmetros [1]:

- *Esbelteza do elemento*: de um ponto de vista puramente teórico, como demonstra a Figura 67, no caso de estruturas de nós fixos, o comprimento efetivo de um elemento de comprimento  $L$  varia, geralmente, entre  $0.5L$  e  $L$  enquanto que, para estruturas de nós móveis, o comprimento efetivo de um elemento varia entre  $L$  e infinito;
- *Forma da secção transversal*: dependendo do processo de produção e da forma da secção transversal, as tensões residuais podem afetar o comportamento de encurvadura. Este efeito é tido em conta através da definição de fatores de imperfeição;
- *Tipo de aço*: as tensões residuais podem afetar a tensão de cedência do aço reduzindo assim a capacidade de carga de um elemento, em comparação com um elemento ideal, livre de tensões residuais.

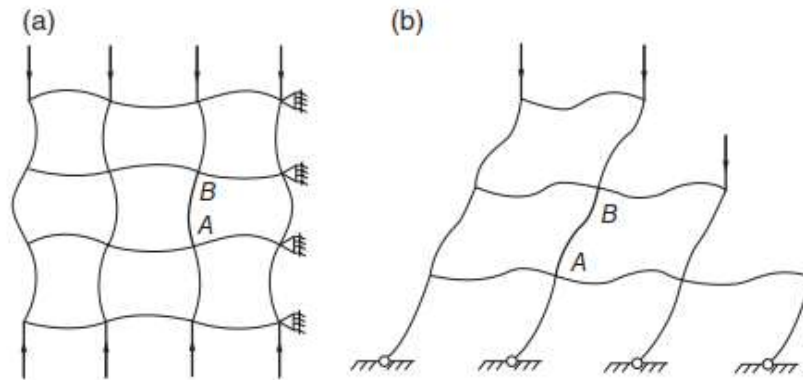


Figura 67 - Deformação típica de estruturas de nós fixos (a) e de nós móveis (b) [1]

De acordo com as disposições da norma AISC 360-10, o cálculo do fator do comprimento de encurvadura,  $K$ , pode ser determinado através de um método simplificado conforme ilustrado na Figura 68 para estruturas de nós fixos e na Figura 69 para estruturas de nós móveis. O coeficiente de encastramento,  $G$ , deve ser determinado através da seguinte expressão [8]:

$$G = \frac{\sum (EI/L)_{\text{pilares}}}{\sum (EI/L)_{\text{vigas}}} \quad (65)$$

em que  $EI$  é a rigidez do elemento e  $L$  o seu comprimento.

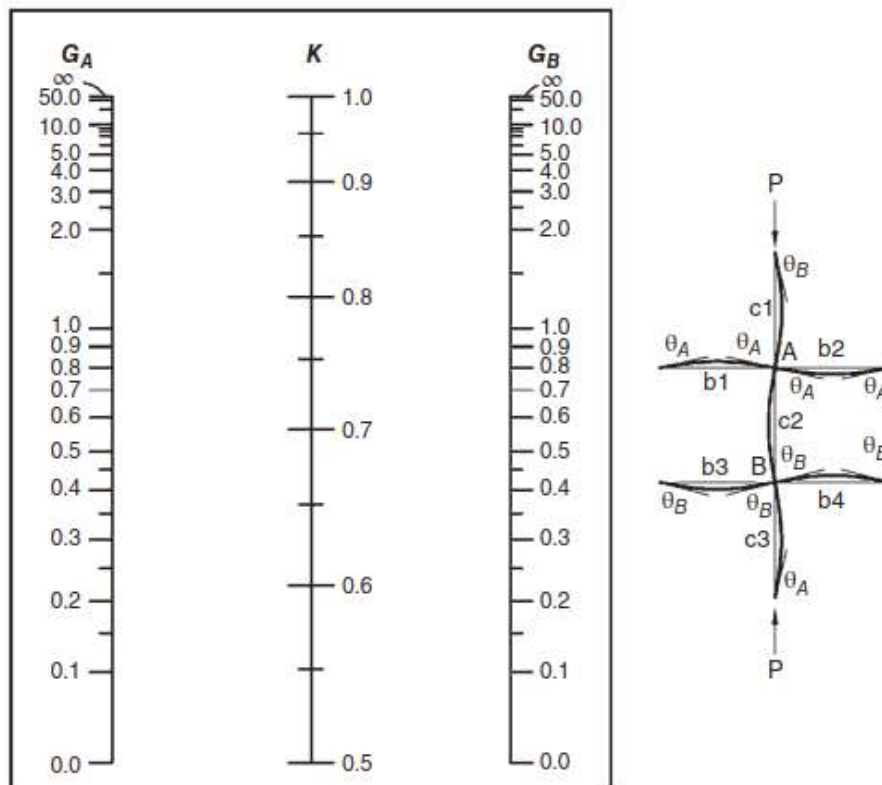


Figura 68 - Determinação do fator  $K$  - Estruturas de nós fixos [8]

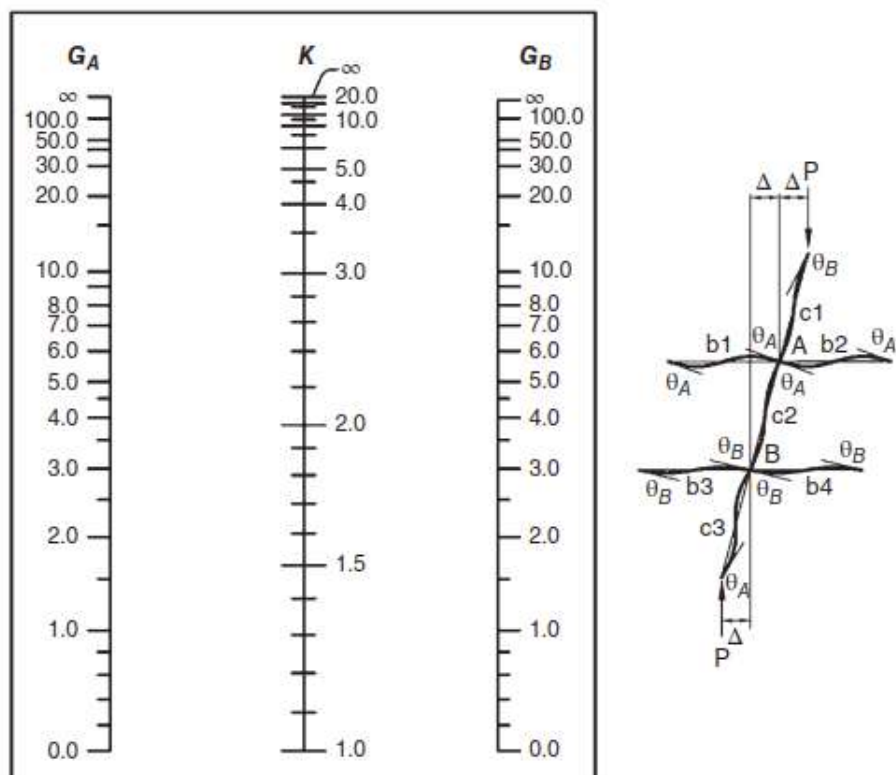


Figura 69 - Determinação do fator  $K$  - Estruturas de nós móveis [8]

Deste modo, o comprimento de encurvadura de um elemento é dado por  $KL$ .

O dimensionamento de um elemento comprimidos através do método LRFD, satisfaz os requisitos da norma Americana AISC 360-10 quando a resistência de cálculo à compressão,  $\phi_c P_n$ , iguala ou excede o esforço atuante,  $P_u$ , conforme a seguinte expressão [8]:

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (66)$$

onde  $\phi_c$  é o fator de resistência à compressão ( $\phi_c=0,90$ ).

A resistência nominal à compressão,  $P_n$ , deve ser determinada com base no fenómeno de encurvadura, da seguinte forma [8]:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (67)$$

em que  $A_g$  é a área bruta da secção transversal e  $F_{cr}$  é a tensão crítica, determinada a partir de [8]:

- Se  $\lambda_c \leq 1,5$ , cálculo em regime plástico

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot f_y \quad (68)$$

- Se  $\lambda_c > 1,5$ , cálculo em regime elástico

$$F_{cr} = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) \cdot f_y \quad (69)$$



onde  $f_y$  é a tensão de cedência do aço e  $\lambda_c$  é a esbelteza do elemento.

A esbelteza do elemento depende do seu comprimento de encurvadura e deverá ser determinada a partir da seguinte expressão [1]:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (70)$$

onde:

$K$  é o fator de comprimento de encurvadura determinado a partir da Figura 68 ou Figura 69;

$L$  é o comprimento do elemento;

$r$  é o raio de giração;

$f_y$  é a tensão de cedência do aço;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

A Figura 70 representa a curva de encurvadura típica de um elemento em compressão onde é possível distinguir as zonas de cálculo elástico e plástico. De notar que o cociente entre a tensão crítica,  $F_{cr}$ , e a tensão de cedência do aço,  $f_y$ , no limite é igual a 1,0, ou seja, a tensão máxima de compressão instalada num determinado elemento é, no máximo, igual à tensão de cedência do aço.

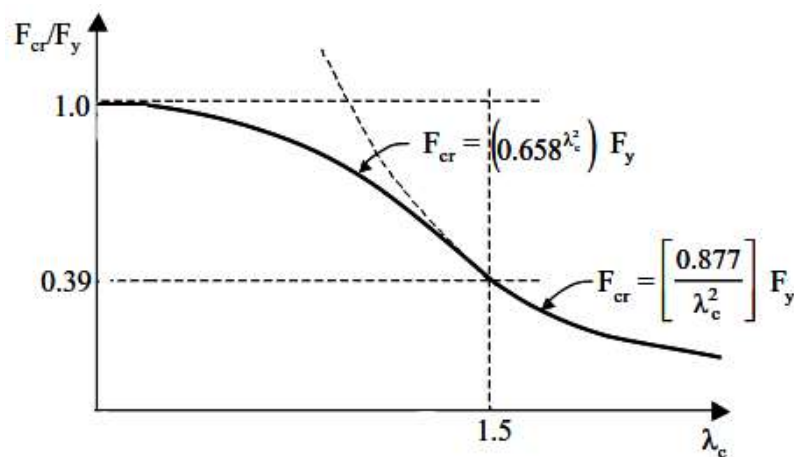


Figura 70 - Curva de encurvadura de um elemento à compressão [13]

### 3.8.3. Comparação quantitativa do método do EC3 e da AISC 360-10 no cálculo da resistência à encurvadura por flexão

No sentido de perceber quais as diferenças, na utilização de cada uma das normas, ao nível da resistência final de um elemento comprimido, efetuou-se um estudo quantitativo do cálculo da resistência à encurvadura por flexão utilizando as disposições de ambas as normas.

Para tal, tomaram-se três secções transversais diferentes, IPE 300, HEA 300 e HEB 300 e duas classes de aço distintas, S 275 e S355, cujas propriedades físicas e mecânicas estão indicadas na Tabela 30 e na Tabela 31.

Tabela 30 - Propriedades físicas das secções transversais

Secção Transversal	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$r$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
IPE 300	604	3,35	53,8
HEA 300	6310	7,49	112,5
HEB 300	8530	7,58	149,1

Tabela 31 - Propriedade mecânicas do aço

Tipo de Aço	$E$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (Mpa)
S 275	210	275	430
S 355	210	355	490

Tendo em conta que os métodos de cálculo diferem entre si, admitiram-se as seguintes condições:

- O perfil encontra-se simplesmente apoiado nas extremidades;
- A carga está aplicada no centro gravítico da secção;
- A esbelteza normalizada,  $\lambda$ , foi definida num intervalo entre 0,1 e 3,0 (limite apresentado no EC3 para as curvas de encurvadura).

Partindo destes pressupostos calculou-se a resistência à encurvadura por flexão utilizando uma folha de cálculo, aplicando a metodologia das normas em estudo. Posteriormente, com os resultados obtidos, foram elaborados os gráficos representados na Figura 72, Figura 73 e Figura 74, permitindo uma melhor análise e interpretação dos resultados. Ambas as normas têm regras específicas para o cálculo da resistência à encurvadura de elementos esbeltos (Classe 4), no entanto, o cálculo para esse tipo de elementos não se encontra refletido neste documento.

De forma a validar os resultados obtidos no cálculo da resistência à encurvadura simulou-se, recorrendo ao software de elementos finitos ETABS, a situação de carregamento descrita anteriormente, para as diferentes secções transversais. Para isso, efetuou-se a aplicação de uma carga representativa, com valor 1000 kN, no eixo do perfil e impuseram-se as condições de apoio como representado na Figura 71. Seguidamente executou-se o cálculo estrutural fazendo, posteriormente, o dimensionamento do elemento através de um módulo do software indicado para o efeito.

Tendo em conta que o comprimento do elemento está diretamente relacionado com o comprimento de encurvadura que, por sua vez, influencia a resistência à encurvadura, foi necessário registrar a esbelteza calculado pelo software ETABS para, posteriormente, poder correlacionar os valores de cálculo do software com os da folha de Excel.

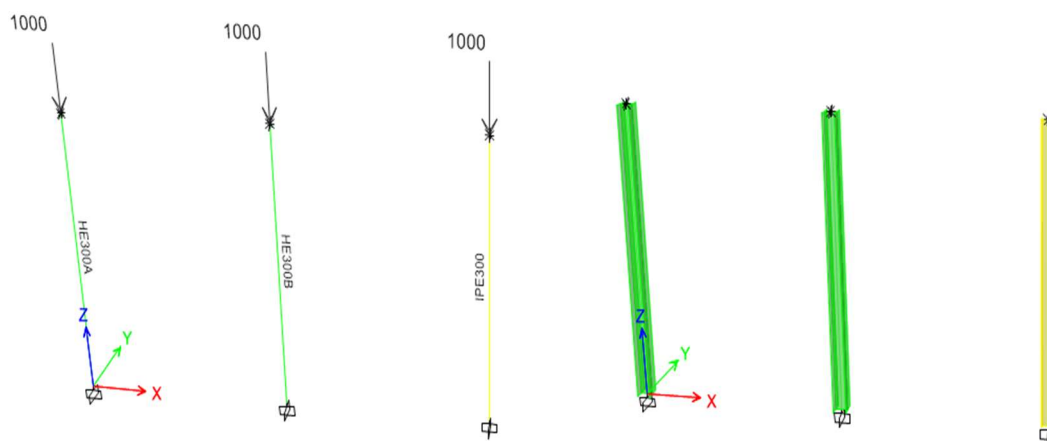


Figura 71 - Cálculo da resistência à encurvadura no software ETABS

Os resultados de cálculo do ETABS, para a mesma esbelteza, são semelhantes aos obtidos através da folha de cálculo. Assim, podem considerar-se válidos os valores obtidos a partir da folha de cálculo para elaborar os gráficos abaixo. As notas de cálculo do software encontram-se no anexo D do presente documento.

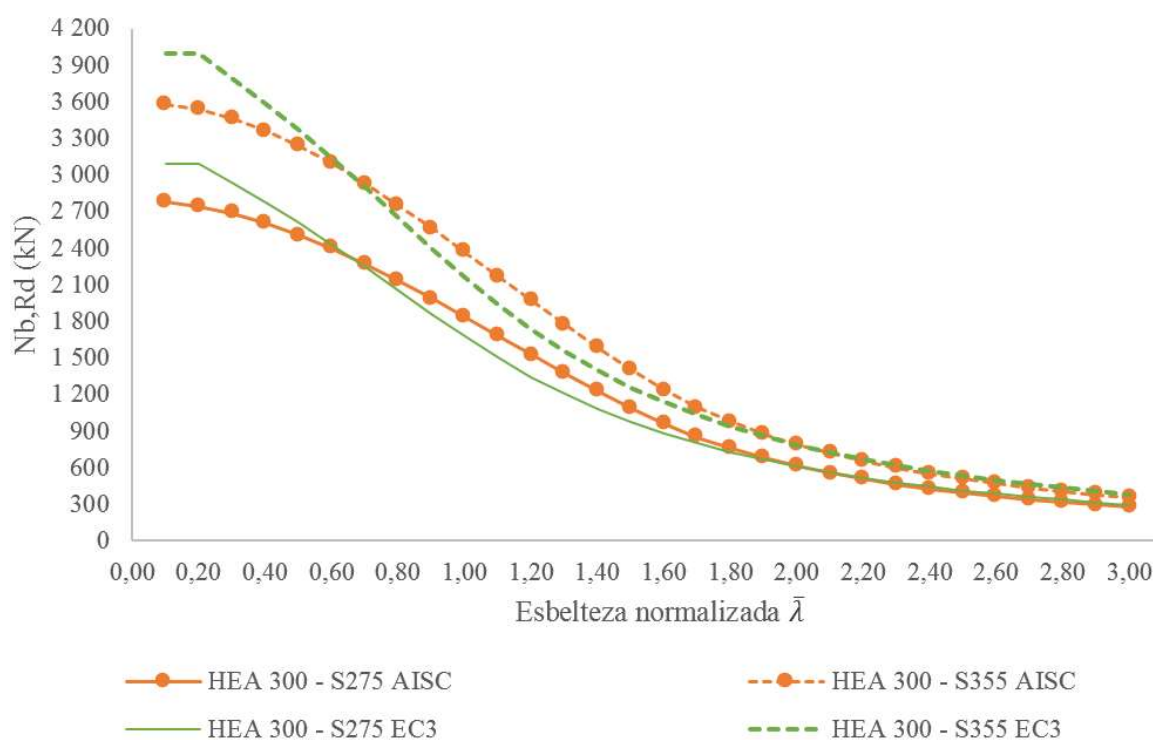


Figura 72 - Resistência à encurvadura de um HEA 300 comprimido

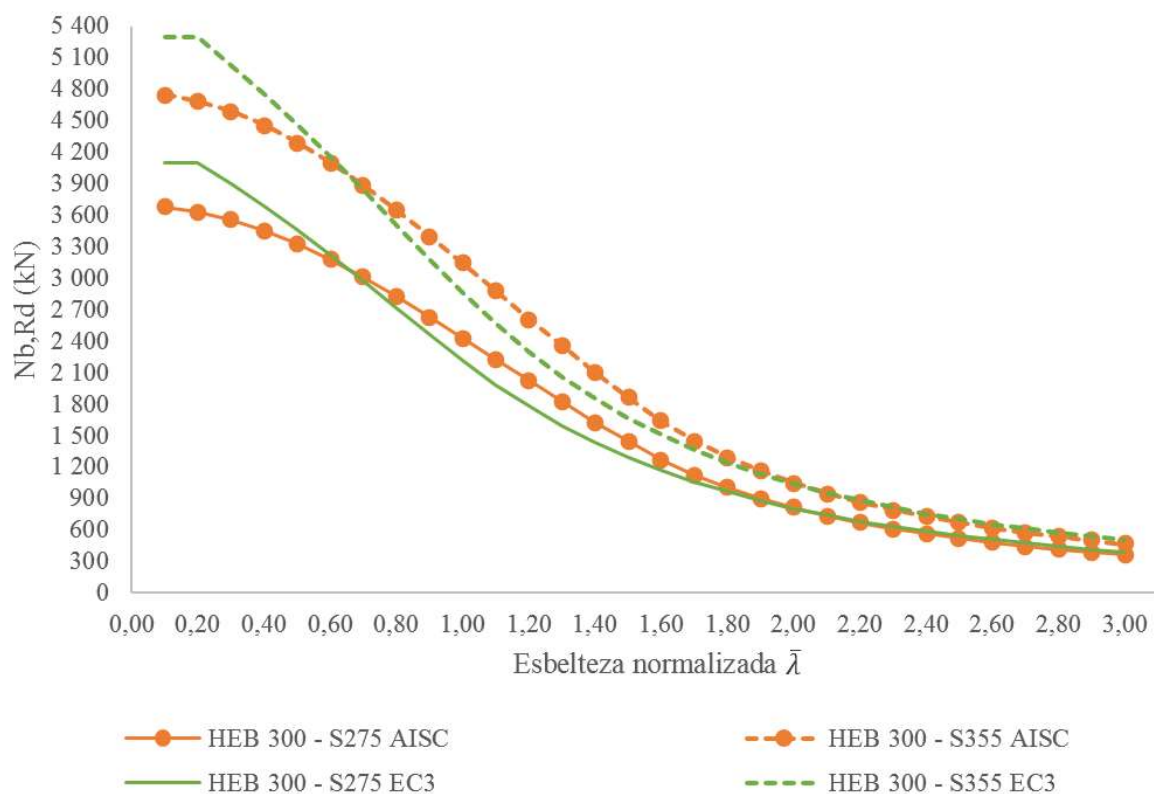


Figura 73 - Resistência à encurvadura de um HEB 300 comprimido

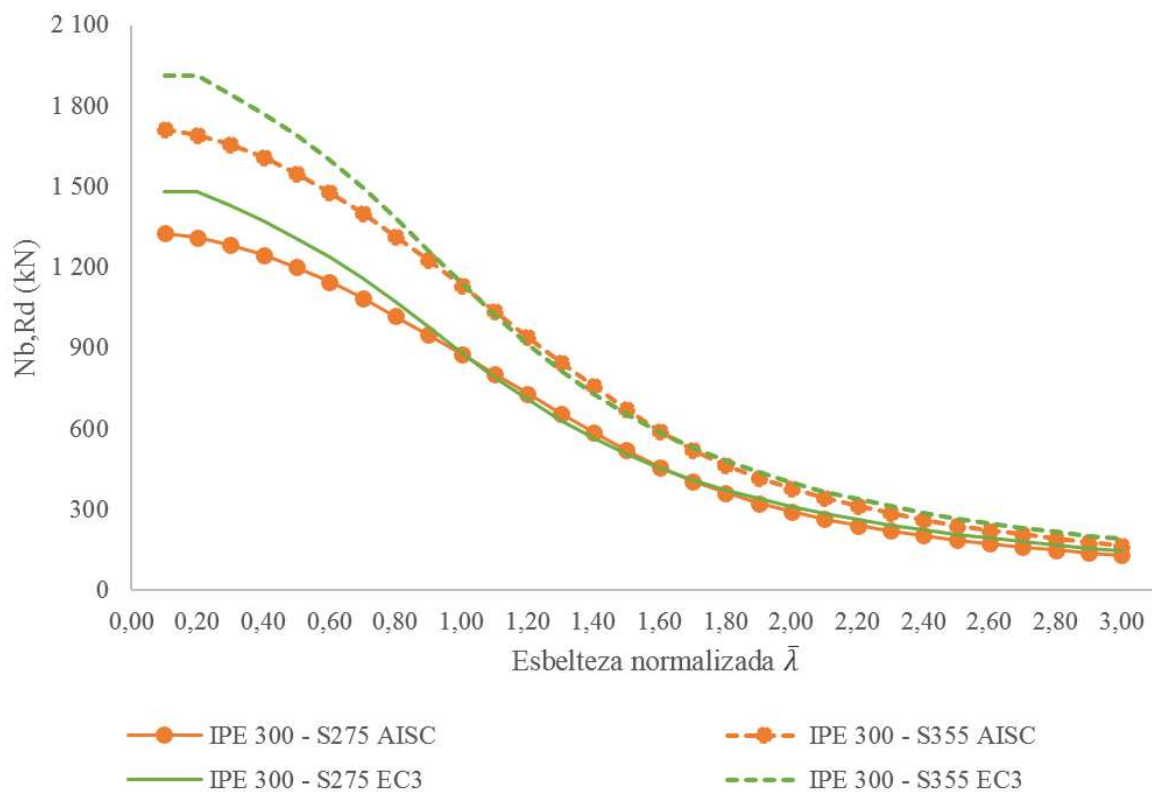


Figura 74 - Resistência à encurvadura de um IPE 300 comprimido

Após analisados os resultados do cálculo da resistência à encurvadura por flexão, obtidos pela aplicação das metodologias expressas na norma Americana (AISC 360-10) e na norma Europeia (EC3), podemos concluir que:

- A norma AISC 360-10 considera uma só curva de encurvadura, ao passo que, no EC3 existem cinco curvas distintas;
- Ambas utilizam uma esbelteza normalizada ( $\bar{\lambda}$  e  $\lambda_c$ ) para definir a redução na capacidade de carga do elemento;
- No EC3 é adotada uma aproximação para as várias formas de encurvadura, ou seja, é utilizado um fator de redução,  $\chi$ . Para ter em contas as imperfeições geométricas é ainda utilizado um fator de imperfeição,  $\alpha$ , cujo valor depende da curva de encurvadura do perfil. A escolha da curva de encurvadura depende das características geométricas, do tipo de aço que constitui o elemento e do processo de fabrico;
- A resistência de um elemento à encurvadura é semelhante em ambas as normas, no entanto, o fator de segurança da norma AISC 360-10,  $\phi_c$ , toma o valor de 0,90, ao passo que no EC3, o fator de segurança,  $\gamma_{M1}$ , toma o valor de 1,00. Desta forma, a resistência de cálculo de um elemento à encurvadura pela norma AISC 360-10 é cerca de 10% inferior à do EC3;
- Embora na generalidade dos casos a resistência dada pela norma AISC 360-10 seja inferior ao EC3, no intervalo de esbelteza entre 0,8 e 1,6 os valores de resistência segundo a AISC 360-10 são mais elevados devido ao facto de, no EC3, ser considerado um fator de imperfeição,  $\alpha$ , na determinação da curva de encurvadura de um perfil.

### 3.9. Resistência à encurvadura lateral

Um elemento sujeito a flexão, segundo o eixo forte, constituído por uma secção transversal standard em I ou H, está sujeito a fenómenos de instabilidade, nomeadamente encurvadura lateral. Este fenómeno é caracterizado pela deformação lateral da parte comprimida de secção (banzo comprimido no caso de secções em I ou H). Esta parte comporta-se como um elemento comprimido, mas continuamente restringido pela parte da secção tracionada, que inicialmente não tem tendência a deslocar-se lateralmente. A Figura 75 representa o fenómeno de encurvadura lateral para um elemento simplesmente apoiado [7].

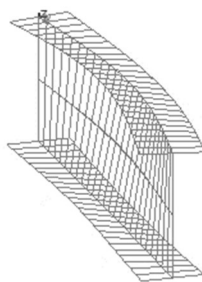


Figura 75 - Encurvadura lateral de elemento simplesmente apoiado

A avaliação da resistência à encurvadura lateral é geralmente baseada em curvas de encurvadura adequadas e no momento crítico elástico,  $M_{cr}$ , que depende de vários fatores, como por exemplo, a distribuição do momento fletor atuante, as restrições nos apoios (rotação e translação), a secção transversal e o ponto de aplicação da carga, mais concretamente, a distancia entre o ponto de aplicação e o centro de gravidade da secção transversal.

Deste modo, o momento crítico elástico pode ser determinado a partir da expressão (71) proposta por Clark e Hill (1960) e Galéa (1981), com aplicabilidade em elementos fletidos segundo o eixo forte, com secções transversais mono-simétricas segundo o eixo fraco, conforme representado na Figura 76, e para diversas condições de apoio [7], [14].

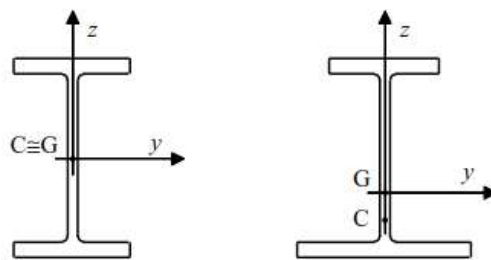


Figura 76 - Secções mono-simétricas segundo o eixo fraco [7]

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right] - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \quad (71)$$

onde:

$C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  são coeficientes que dependem da forma/distribuição do diagrama de momento fletor e das condições de apoio, dados pela Tabela 32 e Tabela 33,  $k_z$  e  $k_w$  são os fatores de comprimento efetivo e dependem das condições de apoio. Estes fatores variam entre 0,5 (articulado), 1,0 (encastrado) e 0,7 (encastrado numa extremidade e articulado na outra). Na prática, na maioria dos casos, os apoios são parcialmente encastrados, adotando-se, conservativamente,  $k_z = k_w = 1,0$  [7];

$Z_g$  é a distancia entre o ponto de aplicação da carga e o centro de gravidade do elemento;

$Z_j$  é o parâmetro de assimetria da secção transversal em relação ao eixo y. Para secções transversais duplamente simétricas (como por exemplo, I ou H), toma o valor de zero;

$I_z$ ,  $I_t$  e  $I_w$ , são a inercia em relação ao eixo fraco (z), a inercia de torção e a constante de deformação, respetivamente. Estes parâmetros podem ser obtidos através de tabelas de perfis comerciais;

$L$  é o comprimento entre apoios;

$E$  e  $G$  são o módulo de elasticidade e o módulo de distorção do aço, respetivamente.

Tabela 32 - Coeficientes  $C_1$ ,  $C_2$ , e  $C_3$  para vigas sujeitas a esforço transversal [7]

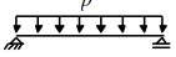
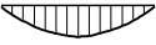
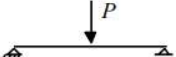

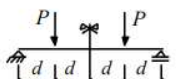

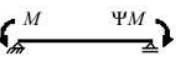

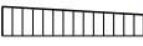



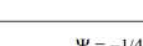
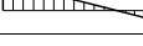


Condições de Apoio e Carregamento	Diagrama de Momentos	$k_z$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0	1.12	0.45	0.525
		0.5	0.97	0.36	0.478
		1.0	1.35	0.59	0.411
		0.5	1.05	0.48	0.338
		1.0	1.04	0.42	0.562
		0.5	0.95	0.31	0.539

Tabela 33 - Coeficientes  $C_1$  e  $C_3$  para vigas sujeitas a momentos de extremidade [7]

Condições de Apoio e Carregamento	Diagrama de Momentos	$k_z$	$C_1$	$C_3$	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\Psi = +1$ 	1.0	1.00	1.000	
		0.5	1.05	1.019	
	$\Psi = +3/4$ 	1.0	1.14	1.000	
		0.5	1.19	1.017	
	$\Psi = +1/2$ 	1.0	1.31	1.000	
		0.5	1.37	1.000	
	$\Psi = +1/4$ 	1.0	1.52	1.000	
		0.5	1.60	1.000	
	$\Psi = 0$ 	1.0	1.77	1.000	
		0.5	1.86	1.000	
	$\Psi = -1/4$ 	1.0	2.06	1.000	0.850
		0.5	2.15	1.000	0.650
	$\Psi = -1/2$ 	1.0	2.35	1.000	$1.3 - 1.2\psi_f$
		0.5	2.42	0.950	$0.77 - \psi_f$
	$\Psi = -3/4$ 	1.0	2.60	1.000	$0.55 - \psi_f$
		0.5	2.45	0.850	$0.35 - \psi_f$
	$\Psi = -1$ 	1.0	2.60	$-\psi_f$	$-\psi_f$
		0.5	2.45	$-0.125 - 0.7\psi_f$	$-0.125 - 0.7\psi_f$
<p>▪ Em vigas sujeitas a momento nas extremidades, por definição <math>C_2 z_g = 0</math>.</p> <p>▪ <math>\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}</math>, onde <math>I_{fc}</math> e <math>I_{ft}</math> são o momento de segunda ordem da área do banzo comprimido e tracionado, respetivamente, relativamente ao eixo fraco (eixo z).</p> <p>▪ <math>C_1</math> deve ser dividido por 1.05 quando <math>\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0</math>, mas <math>C_1 \geq 1.0</math>.</p>					

Para outras condições de apoio ou outro tipo de carregamento deverão ser consultadas as tabelas propostas por Galéa (1981) [14].

### 3.9.1. Cálculo da resistência à encurvadura lateral de acordo com o EC3

Em elementos cujo banzo comprimido tem um travamento lateral suficiente, não se verifica o desenvolvimento do fenómeno de encurvadura lateral. Além disso, certos tipos de secções, como por exemplo secções tubulares quadradas ou circulares, não são suscetíveis à encurvadura lateral.

Assim, um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao seu eixo principal de maior inércia, deverá ser verificado à encurvadura lateral através de [2]:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (72)$$

onde  $M_{Ed}$  é o momento fletor atuante e  $M_{b,Rd}$  é o momento fletor resistente à encurvadura lateral, dado por [2]:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} \quad (73)$$

em que:

$\chi_{LT}$  coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral

$f_y$  tensão de cedência do aço

$\gamma_{M1}$  coeficiente de segurança

$W_y$  módulo de flexão adequado, considerado da seguinte forma:

$W_y = W_{pl,y}$  para secções transversais de Classe 1 ou 2;

$W_y = W_{el,y}$  para secções transversais de Classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$  para secções transversais de Classe 4;

Para o cálculo do coeficiente de redução,  $\chi_{LT}$ , são propostos no EC3 dois métodos: um método geral que pode ser aplicado a qualquer tipo de secção transversal (mais conservativo) e um método alternativo que pode ser aplicado a perfis laminados ou perfis construídos soldados equivalentes.

Método geral

O fator de redução,  $\chi_{LT}$ , correspondente à esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}_{LT}$ , deverá ser determinado a partir de [2]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (74)$$



em que:

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT}$  fator de imperfeição que depende da curva de encurvadura;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  momento crítico elástico

A determinação da curva de encurvadura depende da geometria da secção transversal que compõem o elemento devendo, a sua escolha, cumprir com os requisitos da Tabela 34. Quanto ao fator de imperfeição,  $\alpha_{LT}$ , deverão adotar-se os valores da Tabela 35, consoante a curva de encurvadura do elemento.

Tabela 34 - Curvas de encurvadura recomendadas, quando é utilizada a expressão (74) [2]

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Tabela 35 - Valores do fator de imperfeição consoante a curva de encurvadura lateral [2]

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição <math>\alpha_{LT}</math></i>	0,21	0,34	0,49	0,76

Método alternativo – Secções laminadas ou secções soldadas equivalentes

No caso de secções laminadas ou secções soldadas equivalentes sujeitas à flexão, de acordo com este segundo método, o valor de  $\chi_{LT}$ , correspondente à esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}_{LT}$ , deverá ser determinado da seguinte forma [2]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (75)$$

em que:

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\bar{\lambda}_{LT,0}$  e  $\beta$  são parâmetros que estão definidos nos respectivos anexos nacionais. Os valores recomendados são:  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$  (máximo) e  $\beta = 0,75$  (mínimo). Em Portugal, o anexo nacional especifica os seguintes valores:  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$  (máximo) e  $\beta = 1,00$  (mínimo).

$\alpha_{LT}$  fator de imperfeição que depende da curva de encurvadura;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  momento crítico elástico

As curvas de encurvadura a adotar estão presentes na Tabela 36.

Tabela 36 - Curvas de encurvadura recomendadas, quando é utilizada a expressão (75) [2]

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

De forma a que seja considerada a distribuição de momentos fletores entre os travamentos laterais dos elementos, o coeficiente de redução,  $\chi_{LT}$ , deverá ser modificado conforme a expressão (76) [2].

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \text{ mas } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (76)$$









O valor do parâmetro  $f$  deve ser obtido de acordo com a expressão (77) [2].

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[ 1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \text{ mas } f \leq 1,0 \quad (77)$$

onde:

$k_c$  fator de correlação obtido a partir da Tabela 37

Tabela 37 - Fatores de correlação  $k_c$  [2]

Distribuição de momentos	$k_c$	Distribuição de momentos	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0		0,91
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$		0,86
	0,94		0,77
	0,90		0,82

### 3.9.2. Cálculo da resistência à encurvadura lateral de acordo com a (AISC 360-10)

Segundo as disposições da norma AISC 360-10, o valor nominal do momento resistente de cálculo,  $M_n$ , deverá ser o menor dos valores obtidos entre a resistência da secção transversal à flexão ou a resistência do elemento à encurvadura lateral [1].

Deste modo, definem-se os limites para a ocorrência de encurvadura lateral da seguinte forma [1]:

- $L_b$ , comprimento do elemento entre pontos do banzo comprimido impedidos de se deslocar lateralmente;
- $L_p$ , limite de comprimento entre pontos impedidos de se deslocar lateralmente a partir do qual existe ocorrência do fenómeno de encurvadura lateral, obtido a partir de [8]:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (78)$$

onde:

$r_y$  raio de giração da secção transversal em torno do eixo  $y$

$E$  módulo de elasticidade do aço

$f_y$  tensão de cedência do aço

- $L_r$ , limite de comprimento entre pontos impedidos de se deslocar lateralmente a partir do qual ocorre encurvadura lateral inelástica, obtido da seguinte forma [8]:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}} \quad (79)$$

onde  $h_0$  é a distancia entre o centro de gravidade dos banzos,  $E$  é o modulo de elasticidade do aço,  $J$  é a constante de torção,  $S_x$  é o modulo de flexão elástico da secção em torno do eixo  $x$ ,  $c$  toma o valor de 1,0 para secções duplamente simétricas ou  $c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$  para secções tubulares.

O raio de giração efetivo,  $r_{ts}$ , deverá ser determinado a partir da expressão (80) [8].

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} \quad (80)$$

Assim, quando  $L_b > L_p$ , existe a ocorrência de encurvadura lateral, devendo o cálculo do momento nominal resistente,  $M_n$ , ser efetuado tendo em conta as seguintes condições [8]:

se  $L_p < L_b \leq L_r$ , ocorre encurvadura lateral inelástica, sendo  $M_n$  igual a:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7f_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (81)$$

se  $L_b > L_r$ , ocorre encurvadura lateral elástica, sendo  $M_n$  igual a:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (82)$$

sendo que:

$M_p$  momento plástico resistente,  $M_p = f_y Z_x$ ;

$f_y$  tensão de cedência do aço;

$S_x$  módulo de flexão elástico;

$F_{cr}$  tensão crítica, dada por,  $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$

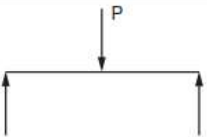
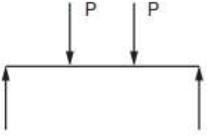
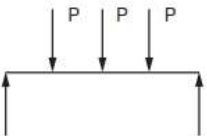
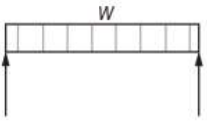
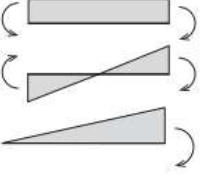
O parâmetro  $C_b$  é um fator que tem em conta a distribuição do diagrama de momentos fletores ao longo do elemento. Para elementos com uma distribuição uniforme do diagrama de momentos ou para elementos em consola,  $C_b = 1,0$ . Para os restantes casos,  $C_b$  deverá ser calculado a partir da expressão (83) [8].

$$C_b = \frac{1.25 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (83)$$

onde  $M_{max}$  é o valor absoluto do momento máximo atuante e  $M_A$ ,  $M_B$  e  $M_C$  são os valores absolutos dos momentos ao quarto de vão, a meio vão e a três quartos de vão, respetivamente. Os valores de  $C_b$  para elementos simplesmente apoiados encontram-se indicados na Tabela 38. Em elemento que não estejam solicitados por esforço transversal e com momentos de extremidade iguais a  $M_1$  e  $M_2$ , o valor de  $C_b$  poderá ser determinado a partir da expressão (84) [1].

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \quad (84)$$

Tabela 38 - Valores comuns de  $C_b$  para as situações de carregamento e travamento indicadas [1]

Carga	Travamento ao longo do elemento	$C_b$
	Sem travamento (carga a meio vão)	1.32
	Travamento no ponto de aplicação da carga	1.67
	Sem travamento (carga aos terços de vão)	1.14
	Travamento nos pontos de aplicação da carga	1.67
	Sem travamento (carga a 3/4 de vão)	1.14
	Travamento nos pontos de aplicação da carga	1.67
	Sem travamento	1.14
	Travamento a meio vão	1.30
	Travamento aos terços de vão	1.45
	Travamento aos quartos de vão	1.52
	Travamento aos quintos de vão	1.56
	Sem travamento	1
	Sem travamento	2.27
	Sem travamento	1.67
	Sem travamento	1
Consolas	Sem travamento	1

### 3.9.3. Comparação quantitativa do método do EC3 e da AISC 360-10 no cálculo da resistência à encurvadura lateral

Tal como no subcapítulo 3.8.3, efetuou-se o cálculo da resistência à encurvadura lateral, tendo em conta as disposições das duas normas em estudo.

Deste modo, adotaram-se os seguintes pressupostos:

- Carga distribuída ao longo do elemento, aplicada no centro de gravidade;
- Viga simplesmente apoiada;
- Considerando um perfil standard, com comprimento de 12 m, o intervalo de esbelteza normalizada,  $\lambda_{LT}$ , foi estabelecido entre 0 e 2,0.

Posto isto, foi elaborada uma folha de Excel, seguindo os métodos de cálculo das normas em estudo, para obtenção da resistência à encurvadura lateral. Posteriormente, com os resultados obtidos,

produziram-se os gráficos representados na Figura 77, Figura 78 e Figura 79, permitindo uma melhor interpretação dos resultados.

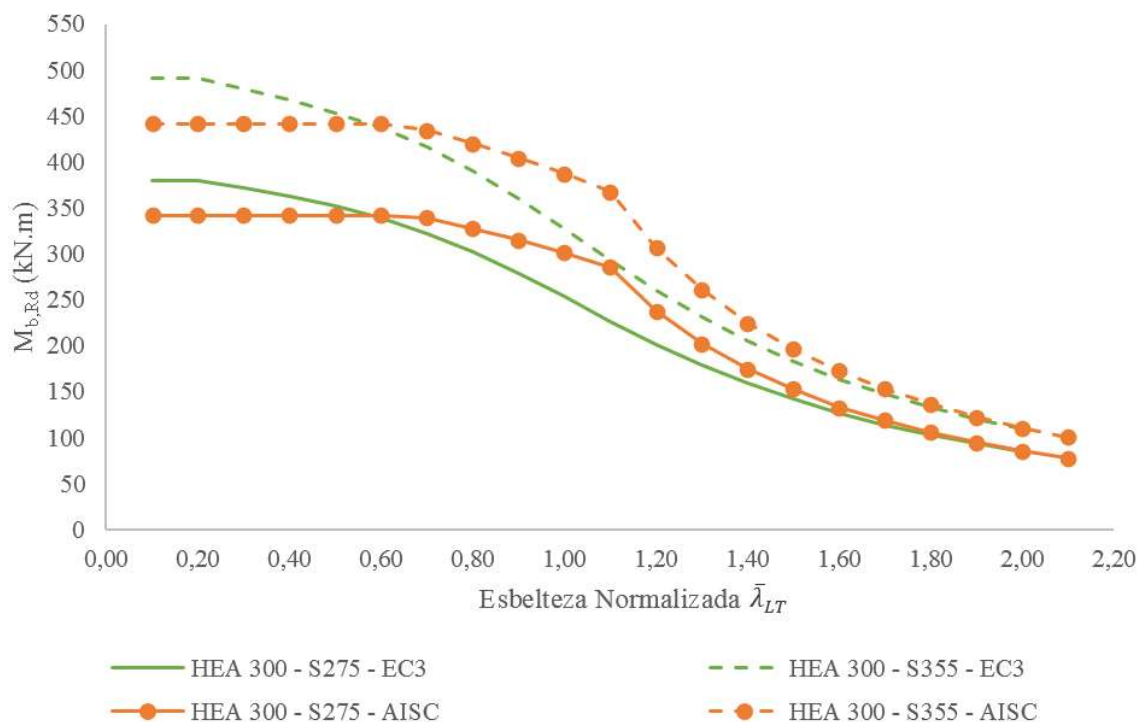


Figura 77 - Resistência à encurvadura lateral de um HEA 300

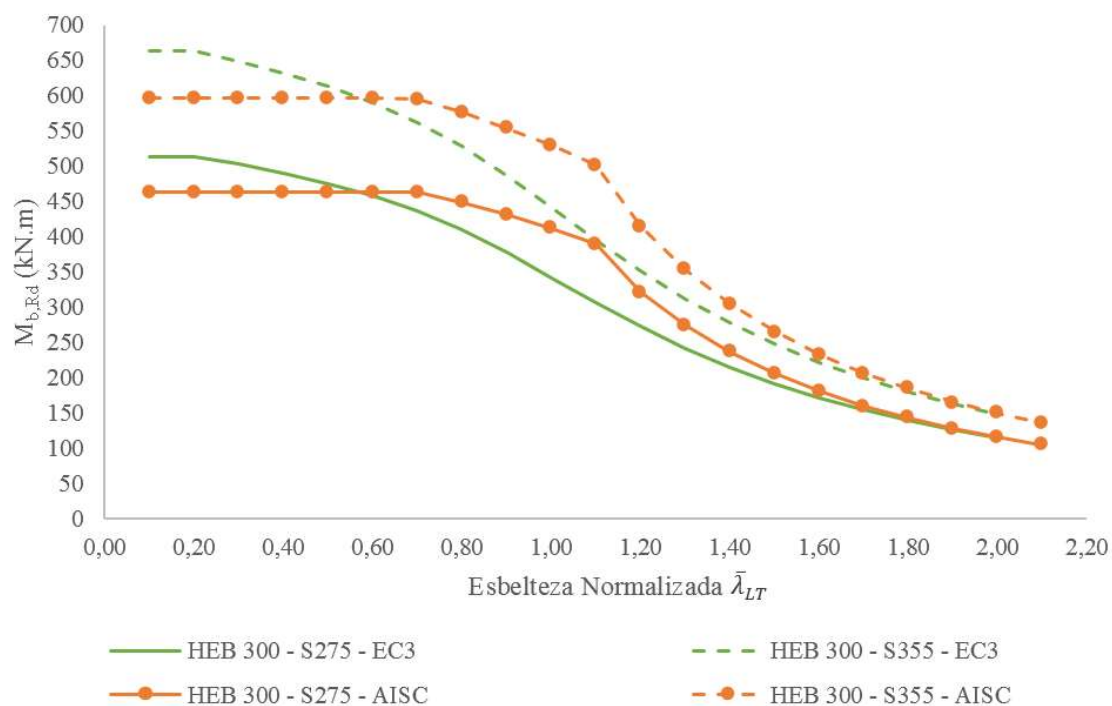


Figura 78 - Resistência à encurvadura lateral de um HEB 300

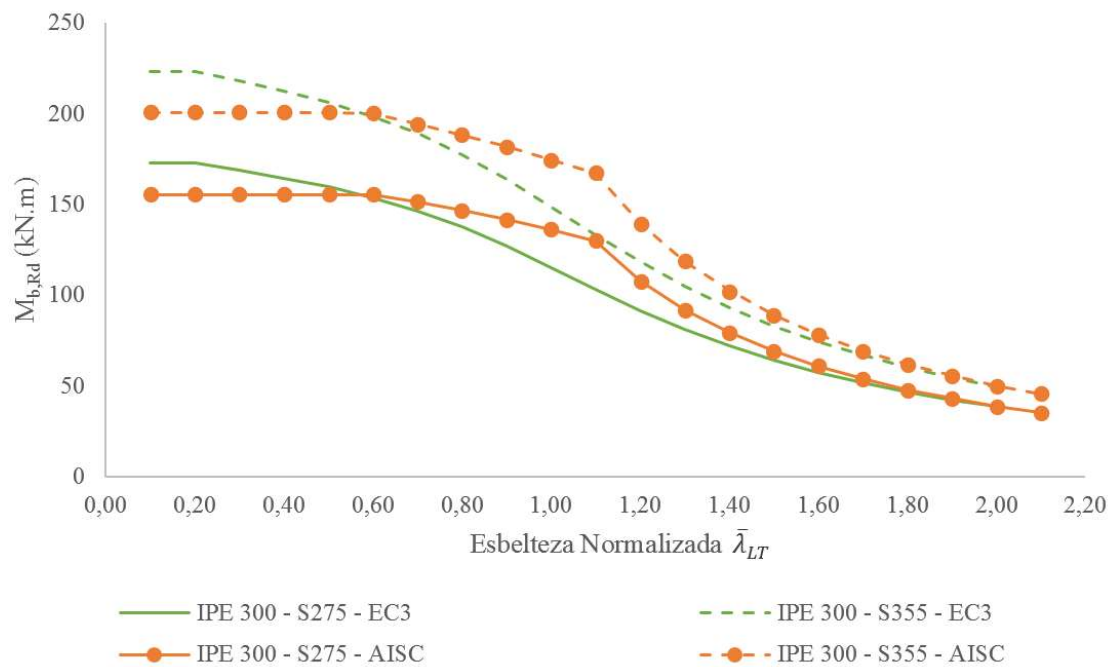


Figura 79 - Resistência à encurvadura lateral de um IPE 300

Analisando os resultados do cálculo da resistência à encurvadura lateral, obtidos pela aplicação das metodologias expressas na norma Americana (AISC 360-10) e na norma Europeia (EC3), podemos concluir que:

- A norma AISC 360-10 prevê três regimes diferentes para a ocorrência de encurvadura lateral, em função do comprimento não travado do elemento,  $L_b$ ;
- Para elementos sujeitos a momento fletor uniformemente distribuído, são definidos, na norma AISC 360-10, dois limites de encurvadura,  $L_p$  e  $L_r$ . Desta forma, para valores de  $L_b < L_p$ , não existe ocorrência de encurvadura lateral, sendo a resistência da secção dada pelo momento plástico,  $M_n$ . Por outro lado, para limites em que a encurvadura lateral se torna condicionante,  $L_p < L_b \leq L_r$  – encurvadura lateral inelástica, a capacidade resistente do elemento varia linearmente entre o valor do momento plástico,  $M_n$ , até um valor de 70% do momento elástico,  $M_y$ . Já para valores de  $L_b$  superiores a  $L_r$  verificação a ocorrência de encurvadura lateral elástica, sendo a capacidade resistente do elemento igual ao valor do momento crítico,  $M_{cr}$ .
- No cálculo da capacidade resistente da secção transversal à encurvadura lateral pelo EC3 é utilizado um único fator de redução,  $\chi_{LT}$ , para todas as situações;
- No cálculo do coeficiente de redução,  $\chi_{LT}$ , são utilizados outros fatores com  $\alpha_{LT}$ ,  $\beta$  e  $\lambda_{LT0}$  que têm em conta as imperfeições e as especificações de cada anexo nacional, respetivamente;

- A determinação do fator de imperfeição,  $\alpha_{LT}$ , depende da curva de encurvadura adotada. Esta curva é escolhida em função das características geométricas da secção transversal;
- Da análise à Figura 77, Figura 78 e Figura 79 concluímos que os valores da resistência à encurvadura lateral são mais elevados para a norma AISC 360-10, no intervalo de esbelteza entre 0,5 a 1,5, face ao EC3. Tal facto deve-se à consideração, pela norma americana, de dois tipos de encurvadura lateral diferentes (inelástica e plástica) o que faz com que a variação da resistência seja linear e não logarítmica.
- No geral, os valores da resistência à encurvadura lateral são superiores quando calculados pelo EC3 pois, o fator de segurança considerado por este,  $\gamma_{M1}$ , toma o valor de 1,0 ao invés do fator de segurança da norma AISC 360-10,  $\phi_b$ , que toma o valor de 0,90.

### 3.10. Elemento solicitados em flexão composta com compressão

O comportamento de elementos solicitados a flexão e esforço axial resulta da combinação de ambos os efeitos e varia com a esbelteza. Para valores de esbelteza reduzidos, a resistência da secção transversal domina. Com o aumento da esbelteza começam a surgir os efeitos de segunda ordem, agravados pelas imperfeições geométricas e tensões residuais. Finalmente, para valores de esbelteza elevados, o fenómeno de encurvadura é dominado por um comportamento elástico sendo tendencial a falha do elemento ocorrer devido a encurvadura por flexão (em elementos comprimidos) ou devido a encurvadura lateral (para elementos em flexão). A Figura 80 representa o domínio de interação entre o esforço axial e os momentos fletores [1].

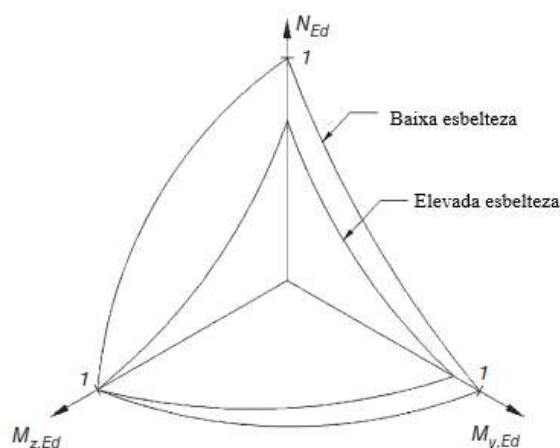


Figura 80 - Domínio de interação entre esforço axial e momento fletor

A combinação destes esforços resulta num fenómeno algo complexo, estando fora do âmbito deste documento. Assim, apenas serão abordadas as expressões de interação de esforços utilizadas na verificação de segurança de elementos em flexão composta com compressão.



### 3.10.1. Verificação de elementos uniformes em flexão composta com compressão segundo o EC3

A instabilidade de um elemento composto por uma secção transversal duplamente simétrica não suscetível a distorção, sujeito a um esforço de flexão e compressão axial, deverá ser verificada a partir das expressões, fazendo a seguinte distinção [2]:

- Elementos não suscetíveis a deformações por torção, nomeadamente, elementos compostos por secções transversais tubulares circulares ou secções transversais travadas à torção;
- Elementos suscetíveis às deformações por torção, como por exemplo, elementos constituídos por secções transversais abertas ou secções transversais não travadas à torção.

Deste modo, os elementos solicitados a flexão composta com compressão deverão satisfazer as condições das expressões (85) e (86) [2].

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (85)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (86)$$

onde:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento em relação ao eixo y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  momentos devido ao deslocamento do eixo neutro para as secções de Classe 4 conforme a Tabela 39;

$\chi_y$  e  $\chi_z$  coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

$\chi_{LT}$  coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  fatores de interação

$N_{Rk} = f_y A_i$

e  $M_{i,Rk} = f_y W_i$

valores de cálculo do esforço axial resistente e do momento resistente, conforme

Tabela 39 - Valores de  $N_{Rk}$ ,  $M_{i,Rk}$  e  $\Delta M_{i,Ed}$  [2]

Classe	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Os fatores de interação  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  são obtidos através de dois métodos alternativos presentes no Anexo A (método 1) e no Anexo B (método 2) do EC3, dependendo o seu valor do método escolhido. Neste documento apenas será exposto o método do Anexo B (método 2).

#### Método 2 – Fatores de interação $k_{ij}$

São considerados, no Método 2, elementos não suscetíveis a deformação torsional os seguintes [2]:

- Elementos constituídos por secções transversais tubulares circulares;
- Elementos constituídos por secções transversais tubulares retangulares (embora alguns autores apenas o considerem se  $h/b \leq 10/\bar{\lambda}_z$ , em que  $h$  e  $b$  são a altura e a largura da secção transversal, respetivamente, e  $\bar{\lambda}_z$  é a esbelteza normalizada em relação ao eixo  $z$ );
- Elementos constituídos por secções transversais abertas, em I ou H, mas travados à torção e à deformação lateral.

Os elementos compostos por secções transversais abertas, I ou H, são considerados suscetíveis a deformação torsional e lateral, quando não se encontram devidamente travados. Este travamento compreende que a secção se encontra restringida, conforme representado na Figura 81.

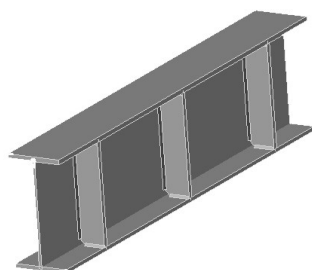


Figura 81 - Secção transversal travada à torção

Deste modo, o cálculo dos fatores de interação é feito de acordo com a Tabela 40 e a Tabela 41. O fator do momento equivalente uniforme,  $C_{mi}$ , deverá ser determinado através da Tabela 42.

Tabela 40 - Fatores de interação  $k_{ij}$  para elementos suscetíveis à deformação por torção [2]


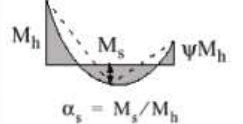
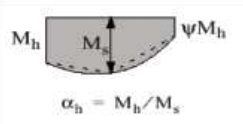
Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ do Quadro B.1	$k_{yy}$ do Quadro B.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ do Quadro B.1	$k_{yz}$ do Quadro B.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>para <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ do Quadro B.1	$k_{zz}$ do Quadro B.1

Tabela 41 - Fatores de interação  $k_{ij}$  para elementos não suscetíveis à deformação por torção [2]

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	Secções em I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta  $M_{y,Ed}$ , o factor  $k_{zy}$  poderá considerar-se  $k_{zy} = 0$ .

Tabela 42 - Coeficiente de momento uniforme equivalente,  $C_m$  [2]

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a  $C_{my} = 0,9$  ou  $C_{mz} = 0,9$ , respectivamente.

$C_{my}$ ,  $C_{mz}$  e  $C_{mLT}$  deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:

coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção
$C_{my}$	y-y	z-z
$C_{mz}$	z-z	y-y
$C_{mLT}$	y-y	y-y

### 3.10.2. Verificação de elementos uniformes em flexão composta com compressão segundo a AISC 360-10

Segundo as disposições da norma AISC 360-10, a interação entre flexão e compressão em elementos constituídos por secções transversais duplamente simétricas e mono-simétricas, para o qual  $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$ , fletido segundo o eixo geométrico ( $y$  e/ou  $z$ ), deverá ser verificada através das expressões (87) e (88). O parâmetro  $I_{yc}$  representa a inércia do banzo comprimido em relação ao eixo  $y$  [8].

a) Quando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1,0 \quad (87)$$

b) Quando  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1,0 \quad (88)$$

onde:

$M_r$  momento atuante;

$M_c$  momento resistente,  $M_c = \phi_b M_n$ ;

$P_r$  esforço axial atuante;

$P_c$  esforço axial resistente,  $P_c = \phi_c P_n$ ;

$\phi_c$  fator de resistência à compressão,  $\phi_c = 0,90$ ;

$\phi_b$  fator de resistência à flexão,  $\phi_b = 0,90$ ;

$y$  subscrito que indica flexão segundo o eixo forte;

$z$  subscrito que indica flexão segundo o eixo fraco;

## 4. COMENTÁRIOS FINAIS

A realização deste estágio, bem como a elaboração deste documento, permitiu uma maturação do aluno, quer a nível pessoal quer a nível técnico. Desta forma, na primeira parte do documento, foram abordados os principais projetos realizados durante o período de estágio, descrevendo as principais funções desempenhadas em cada um deles. Neste mesmo período, desenvolveu-se paralelamente um estudo comparativo entre duas normas para o cálculo de estruturas metálicas, o EC3 e a AISC 360-10, descrevendo as metodologias de cálculo e os resultados da comparação na segunda parte do documento.

Relativamente ao estágio, a colaboração com a equipa da R5e Consulting Engineers na elaboração de projetos permitiu o conhecimento do mercado de trabalho na área da engenharia, bem como a aplicação dos conhecimentos adquiridos durante a formação académica, num ambiente real. As atividades diárias, próprias de um gabinete de projetos de engenharia, possibilitaram o desenvolvimento de competências técnicas, nomeadamente a interpretação de desenhos e documentos técnicos, assim como, a utilização de softwares de cálculo e desenho automático.

Durante este período, para além da elaboração de peças desenhadas e modelos de cálculo de projetos de estruturas, foi possível desenvolver outras atividades inerentes ao processo de elaboração de um projeto de engenharia, tais como a participação em reuniões de trabalho, a elaboração de peças escritas e a produção de documentos técnicos explicativos /justificativos das considerações tomadas para o projeto.

Paralelamente à atividade de elaboração de projetos, a possibilidade de participar no acompanhamento dos trabalhos em fase de obra, permitiu alargar os conhecimentos no que toca às tarefas de engenharia a realizar no terreno, desenvolvendo capacidades ao nível de gestão de prioridades, organização do local da obra, orientação do faseamento construtivo, interpretação de projetos de execução e cumprimentos dos planeamentos e prazos.

Além do desenvolvimento técnico e prático trazido pela realização do estágio, houve também uma evolução a nível pessoal, pois, o relacionamento e comunicação estabelecido durante a elaboração de projetos, com construtores, fornecedores de materiais e equipamentos e técnicos de outras empresas, possibilitou uma visão diferente sobre as dificuldades da realidade do mercado de trabalho, permitindo assim uma melhor preparação para a realidade da engenharia fora do contexto académico.

Durante o período de estágio, desenvolveu-se também um estudo de comparação entre duas normas para o cálculo de estruturas metálicas, sendo elas o EC3 e a AISC 360-10. As especificações de ambas as normas têm por base teorias semelhantes, no entanto, o EC3 é uma norma mais detalhada

e abrangente, destinado a vários tipos de estruturas metálicas, ao passo que a AISC 360-10 é uma norma com essência mais prática, com foco em estruturas metálicas para edifícios.

Da comparação efetuada, os resultados obtidos para elementos sujeitos a esforço transversal ou flexão eram da mesma ordem de grandeza, ou até similares. Já para elementos sujeitos a tração, os resultados eram mais díspares pois, efetuando o cálculo segundo as disposições da AISC 360-10, os resultados eram bastante inferiores aos obtidos no cálculo segundo o EC3, para as mesmas condições. Tal discrepância deve-se ao facto de, na norma AISC 360-10, para ter em conta alguns efeitos de imperfeição de forma mais simplificada, a resistência final é minorada por um coeficiente de segurança mais gravosos.

Quanto à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral os resultados obtidos com a aplicação das disposições do EC3 são mais favoráveis do que pela AISC 360-10. Tal circunstância está relacionada com o facto de a abordagem pelo EC3 ser mais precisa; traduzindo para a prática o facto de no EC3 serem consideradas cinco curvas de encurvadura, ao invés de uma considerada pela AISC 360-10, e os coeficientes de segurança serem menos gravosos quando comparados com os da AISC 360-10. No EC3 os valores de resistência dos elementos solicitados por estes fenómenos são mais elevados.

Na prática, a abordagem de cálculo do EC3 é mais complexa do que a da AISC 360-10 pois cada fenómeno que afeta um elemento estrutural é claramente definido, podendo por vezes, existir mais do que uma forma de proceder à sua verificação. Por outro lado, a clareza do EC3 em relação ao comportamento estrutural de cada elemento possibilita a otimização das estruturas pois, cada parâmetro envolvido no cálculo pode facilmente ser controlado.

Tendo em conta que a AISC 360-10 é uma norma de conceito mais prático, em que as suas formulações são baseadas em resultados experimentais, o seu uso é bastante mais simples, no entanto, o utilizador, deverá ter consciência e conhecimento das suas limitações; contudo, as formulações da norma AISC 360-10 são adequadas aos casos mais comuns de estruturas metálicas.

Em suma, as especificações do EC3 e da AISC 360-10 partilham diferentes políticas na abordagem ao cálculo de estruturas metálicas, no entanto, os resultados obtidos pelos dois códigos, quando aplicados a estruturas metálicas correntes, são globalmente semelhantes.

Sugerem-se, como trabalhos a realizar no futuro, a comparação do cálculo de ligações metálicas pelas duas normas e a elaboração de dois modelos de cálculo de uma estrutura metálica corrente, executando-se o seu dimensionamento pelas duas normas, utilizando perfis comerciais Europeus num dos modelos e perfis comerciais Americanos no outro modelo, fazendo uma comparação de custos no final.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] C. Bernuzzi e B. Cordova, *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*, 1.<sup>a</sup> ed. John Wiley & Sons, Ltd, 2016.
- [2] C. 115 (LNEC), «NP EN 1993: 2010 Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios», *Inst. Port. da Qual.*, 2010.
- [3] (CEN) European Committee for Standardisation, «EN 10027-2: 1992 Designation systems for steels - Part 2: Steel numbers», *Eur. Stand.*, 1992.
- [4] (CEN) European Committee for Standardisation, «EN 10027-1: 2005 Designation systems for steels - Part 1: Steel names», *Eur. Stand.*, vol. 3, pp. 1–25, 2005.
- [5] ISO/TC 2/SC 11, «ISO 898-1:2013 Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel. Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes - Coarse thread and fine pitch thread». ISO, 2013.
- [6] C. 115 (LNEC), «NP EN 1990: 2009 Bases para o projeto de estruturas», *Inst. Port. da Qual.*, vol. 1999, p. 88, 2009.
- [7] L. S. Silva, R. Simões, e H. Gervásio, *Design of Steel Structures*, 1.<sup>a</sup> ed. Berlim: ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2013.
- [8] ANSI/AISC 360-10, «Specification for Structural Steel Buildings», *Am. Inst. Steel Constr.*, 2010.
- [9] A. B. Drive, *ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Restons, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [10] BS EN 1993-1-5, «Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements», *Eurocode 3*, vol. 5, n. 2006, 2006.
- [11] N. S. Trahair, M. A. Bradford, D. A. Nethercot, e L. Gardner, *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3*. 2008.
- [12] E. K. für S. & C. E. de la construction métallique Boissonnade, N., European Convention for Constructions Steelwork., *Rules for member stability in EN 1993-1-1: Background documentation and design guidelines*. Brussel: ECCS Publications, 2006.
- [13] P. D. A. Varma, «CE 405: Design of Steel Structures», pp. 1–38.
- [14] Y. Galéa, «Déversement élastique d'une poutre à section bi-symétrique soumise à des moments d'extrémité et une charge répartie ou concentrée», *Rev. Construcion Métallique n°* 2, vol. 1, 2002.





ANEXOS

---



## ANEXO A – NOTAS DE CÁLCULO PROJETO “BTP TOCHA”

Project:

Project no:

Author:



### Material

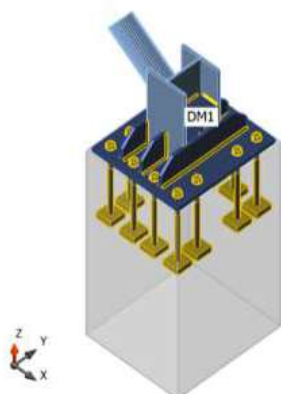
Steel S 275  
Concrete C25/30, C30/37

### Con 159

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

#### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
DM1	34169 - HEB300	0,0	-90,0	90,0	0	0	0
DM2	75070 - CHS168.3/10.0	180,0	-36,9	0,0	0	0	200



#### Material

Steel S 275 (EN)  
Concrete C30/37 (EN)  
Bolts M30 10.9

#### Foundation block

##### CB 1

Dimensions 750 x 850 mm  
Depth 1500 mm  
Anchor M30 10.9  
Anchoring length 500 mm  
Shear force transfer Shear iron  
Cross-section of shear iron HEB100  
Length of shear iron 100 mm

#### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,5 < 5%	OK
Anchors	83,6 < 100%	OK
Welds	71,7 < 100%	OK
Concrete block	26,7 < 100%	OK
Shear	0,0 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:  
Project no:  
Author:



## Material

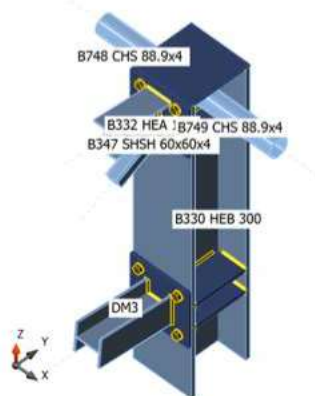
Steel S 275  
Concrete C25/30

## Con 314

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
DM3	16208 - HEA140	-90,0	-5,0	90,0	0	-1000	0
B330 HEB 300	34169 - HEB300	0,0	90,0	90,0	-100	0	0
B347 SHSH 60x60x4	30919 - SHS60/60/4.0	-90,0	27,1	0,0	0	0	0
B332 HEA 120	4258 - HEA120	-90,0	-5,0	0,0	0	0	0
B748 CHS 88.9x4	41267 - CHS88.9/4.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0
B749 CHS 88.9x4	41267 - CHS88.9/4.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0



### Material

Steel S 275 (EN)  
Bolts M24 8.8, M16 8.8

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,1 < 5%	OK
Bolts	32,5 < 100%	OK
Welds	81,5 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:  
Project no:  
Author:

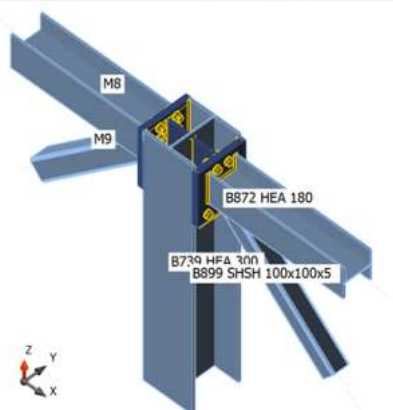


## Con 161

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
B739 HEA 300	4630 - HEA300	0,0	90,0	270,0	-150	0	0
B899 SHSH 100x100x5	3931 - SHS100/100/5.0	0,0	43,2	0,0	100	0	100
B872 HEA 180	52202 - HEA180	0,0	0,0	90,0	0	0	0
M8	52211 - HEA200	180,0	0,0	90,0	0	0	0
M9	52212 - SHS120/120/5.0	180,0	42,3	90,0	100	100	0



### Material

Steel S 275 (EN)  
Bolts M24 8.8

### Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	Pos.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE109	B739 HEA 300	End	0	-443,5	-1,4	0,2	0,0	0,0	0,0
	B899 SHSH 100x100x5	End	0	273,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B872 HEA 180	End	0	459,0	-0,5	0,0	0,0	0,0	0,0
	M8	End	0	458,0	0,2	0,6	0,0	0,0	0,0
	M9	End	0	272,0	0,1	-0,3	0,0	0,0	0,0

### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	1,2 < 5%	OK
Bolts	86,8 < 100%	OK
Welds	98,7 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:  
Project no:  
Author:



## Material

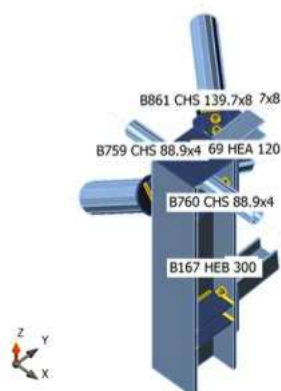
Steel S 275  
Concrete C25/30

## Con 160

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
DM3	16208 - HEA140	90,0	-5,0	90,0	0	-1000	0
B167 HEB 300	34169 - HEB300	0,0	90,0	270,0	-100	0	0
B208 SHSH 60x60x4	30919 - SHS60/60/4.0	90,0	27,1	0,0	0	0	-15
B169 HEA 120	4258 - HEA120	90,0	-5,0	0,0	0	0	0
B760 CHS 88.9x4	41267 - CHS88.9/4.0	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B880 CHS 168.3x10	52204 - CHS168.3/10.0	180,0	36,9	0,0	0	0	-123
B759 CHS 88.9x4	41267 - CHS88.9/4.0	180,0	0,0	0,0	0	0	0
B861 CHS 139.7x8	52215 - CHS139.7/8.0	140,2	-3,2	0,0	0	-140	0



### Material

Steel S 275 (EN)  
Bolts M24 8.8, M16 8.8

### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,2 < 5%	OK
Bolts	41,3 < 100%	OK
Welds	98,0 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:  
Project no:  
Author:



## Material

Steel

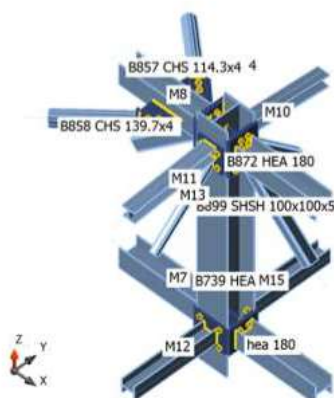
S 275

## Con 161

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
hea 180	52202 - HEA180	0,0	0,0	90,0	0	-1875	0
B739 HEA 300	4630 - HEA300	0,0	-90,0	270,0	-1000	0	0
B899 SHSH 100x100x5	3931 - SHS100/100/5.0	0,0	43,2	0,0	100	0	100
B872 HEA 180	52202 - HEA180	0,0	0,0	90,0	0	0	0
B858 CHS 139.7x4	52214 - CHS139.7/5.0	-140,2	3,2	0,0	300	-150	0
B857 CHS 114.3x4	52213 - CHS114.3/3.6	140,2	3,2	0,0	300	150	0
M7	52211 - HEA200	180,0	0,0	90,0	0	-1875	0
M8	52211 - HEA200	180,0	0,0	90,0	0	0	0
M9	52212 - SHS120/120/5.0	180,0	42,3	90,0	100	100	0
M10	52216 - HEA120	90,0	5,0	0,0	0	0	0
M11	52216 - HEA120	-90,0	5,0	0,0	0	0	0
M12	52217 - HEA140	-90,0	0,0	90,0	0	-1875	0
M13	52218 - SHS60/60/4.0	-90,0	43,0	0,0	0	0	10
M14	52218 - SHS60/60/4.0	90,0	43,0	0,0	0	0	10
M15	52217 - HEA140	90,0	0,0	90,0	0	-1875	0



### Material

Steel  
Bolts

S 275 (EN)  
M24 8.8

### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	4,9 > 5%	OK
Bolts	97,5 < 100%	OK
Welds	96,4 > 100%	OK
Buckling	Not calculated	





## ANEXO B – NOTAS DE CÁLCULO PROJETO “UNIDADE INDUSTRIAL PECOL 2”

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018				Ficheiro: <b>Pala_Calculo_V2_Reforço treliças</b>		
Autor: <b>existentes_v3.rtd</b>				Projecto: Pala_Calculo_V2_Reforço treliças		
Morada: existentes_v3						
Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
1 UPN T_Secund	2 UPN 100	S 275	73.69	53.92	0.70	41 ELU_VENT2_P
2 UPN T_Secund	2 UPN 100	S 275	73.69	53.92	0.28	42 ELU_VENT2_P
3 UPN T_Secund	2 UPN 100	S 275	73.85	54.04	0.70	41 ELU_VENT2_P
4 UPN T_Secund	2 UPN 100	S 275	73.69	53.92	0.28	42 ELU_VENT2_P
5 Diagonais_2_5	4 CAE 35x4	S 275	57.16	57.16	0.36	42 ELU_VENT2_P
6 Diagonais_6	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.24	42 ELU_VENT2_P
7 Diagonais_7	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.33	42 ELU_VENT2_P
8 Diagonais_8	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.25	42 ELU_VENT2_P
9 Diagonais_9	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.36	42 ELU_VENT2_P
10 Diagonais_10	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.25	41 ELU_VENT2_P
11 Diagonais_11	4 CAE 35x4	S 275	40.21	40.21	0.39	42 ELU_VENT2_P
12 Diagonais_12	4 CAE 35x4	S 275	40.07	40.07	0.26	42 ELU_VENT2_P
13 Diagonais_2	4 CAE 35x4	S 275	57.16	57.16	0.36	42 ELU_VENT2_P
14 Diagonais_14	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.24	42 ELU_VENT2_P
15 Diagonais_15	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.33	42 ELU_VENT2_P
16 Diagonais_16	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.25	42 ELU_VENT2_P
17 Diagonais_17	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.36	42 ELU_VENT2_P
18 Diagonais_18	4 CAE 35x4	S 275	40.19	40.19	0.25	41 ELU_VENT2_P
19 Diagonais_19	4 CAE 35x4	S 275	40.21	40.21	0.39	42 ELU_VENT2_P
20 Diagonais_20	4 CAE 35x4	S 275	40.07	40.07	0.26	42 ELU_VENT2_P
21 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	40.37	117.39	0.28	22 ELU_VENT1_S
22 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	38.74	131.29	0.43	41 ELU_VENT2_P
23 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	38.74	131.29	0.43	41 ELU_VENT2_P
24 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	20.18	117.39	0.48	41 ELU_VENT2_P
25 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	73.40	62.19	0.15	33 ELU_VENT2_S
26 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	20.99	117.39	0.84	42 ELU_VENT2_P
27 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	40.37	117.39	0.43	22 ELU_VENT1_S
28 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.40	41 ELU_VENT2_P
29 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.32	41 ELU_VENT2_P
30 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.26	41 ELU_VENT2_P
31 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	20.18	117.39	0.75	42 ELU_VENT2_P
32 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	40.37	117.39	0.34	22 ELU_VENT1_S
33 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	20.18	117.39	0.83	42 ELU_VENT2_P
34 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	40.37	117.39	0.38	22 ELU_VENT1_S
35 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	20.18	117.39	0.82	42 ELU_VENT2_P
36 UPN T_Princi	UPN 120	S 275	40.37	117.39	0.40	21 ELU_VENT1_S
37 Diagonais_37	SHSH 40x40x4	S 275	65.83	65.83	0.04	42 ELU_VENT2_P
38 Diagonais_38	SHSH 40x40x4	S 275	65.98	65.98	0.07	41 ELU_VENT2_P
39 Diagonais_39	SHSH 40x40x4	S 275	65.69	65.69	0.19	42 ELU_VENT2_P
40 Diagonais_40	SHSH 40x40x4	S 275	66.13	66.13	0.25	42 ELU_VENT2_P
41 Diagonais_41	SHSH 40x40x4	S 275	65.69	65.69	0.30	42 ELU_VENT2_P
42 Diagonais_42	SHSH 40x40x4	S 275	66.13	66.13	0.42	42 ELU_VENT2_P
43 Diagonais_43	SHSH 40x40x4	S 275	65.83	65.83	0.42	42 ELU_VENT2_P
44 Diagonais_2	SHSH 40x40x4	S 275	92.38	92.38	0.75	42 ELU_VENT2_P
45 Cantoneira ap	UPN 120	S 275	40.91	118.95	0.16	42 ELU_VENT2_P
46 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.40	42 ELU_VENT2_P
47 Viga IPE Fach	IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.32	41 ELU_VENT2_P

Data : 03/05/17

Página : 1

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Autor:

existentes\_v3.rtd

Morada:

existentes\_v3

Ficheiro: Pala\_Calculo\_V2\_Reforço treliças

Projecto: Pala\_Calculo\_V2\_Reforço treliças

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
48 Viga IPE Fach	OK IPE 120	S 275	77.48	131.29	0.26	41 ELU_VENT2_P
49 Diagonais_49	OK SHSH 40x40x4	S 275	65.83	65.83	0.04	42 ELU_VENT2_P
50 Diagonais_50	OK SHSH 40x40x4	S 275	65.98	65.98	0.07	41 ELU_VENT2_P
51 Diagonais_51	OK SHSH 40x40x4	S 275	65.69	65.69	0.19	42 ELU_VENT2_P
52 Diagonais_52	OK SHSH 40x40x4	S 275	66.13	66.13	0.25	42 ELU_VENT2_P
53 Diagonais_53	OK SHSH 40x40x4	S 275	65.69	65.69	0.30	42 ELU_VENT2_P
54 Diagonais_54	OK SHSH 40x40x4	S 275	66.13	66.13	0.42	42 ELU_VENT2_P
55 Diagonais_55	OK SHSH 40x40x4	S 275	65.83	65.83	0.42	42 ELU_VENT2_P
56 Diagonais_2	OK SHSH 40x40x4	S 275	92.38	92.38	0.75	42 ELU_VENT2_P
57 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.93	119.01	0.16	42 ELU_VENT2_P
58 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.93	119.02	0.17	42 ELU_VENT2_P
59 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.92	118.98	0.17	42 ELU_VENT2_P
60 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.92	118.99	0.18	42 ELU_VENT2_P
61 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.93	119.02	0.18	42 ELU_VENT2_P
62 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.92	119.00	0.17	42 ELU_VENT2_P
63 Cantoneira ap	OK UPN 120	S 275	40.93	119.03	0.17	42 ELU_VENT2_P
74 CHS_Trav_74	OK CHS 114.3x5	S 275	176.97	176.97	0.13	30 ELU_VENT1_P
75 CHS_Trav_75	OK CHS 114.3x5	S 275	177.02	177.02	0.13	30 ELU_VENT1_P
77 CHS_Trav_77	OK CHS 88.9x5	S 275	160.49	160.49	0.05	43 ELU_TEMP+
78 CHS_Trav_78	OK CHS 88.9x5	S 275	160.49	160.49	0.05	43 ELU_TEMP+
79 CHS_Trav_79	OK CHS 88.9x5	S 275	159.63	159.63	0.06	41 ELU_VENT2_P
80 CHS_Trav_80	OK CHS 88.9x5	S 275	159.76	159.76	0.06	41 ELU_VENT2_P

Data : 03/05/17

Página : 2



## PROJETO DE AÇO

CÓDIGO: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TIPO DE ANÁLISE: Verificação de membro

GRUPO DE CÓDIGO:

MEMBRO: 27 UPN T\_Princi\_Inf\_2\_27

PONTO: 3

COORDENADAS:  $x = 0.25 L = 1.87 \text{ m}$ 

CARGAS:

Caso de carga atuante: 19 ELU\_VENT1\_S (1+2)\*1.00+6\*1.50

MATERIAL:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ 

PARÂMETROS DA SEÇÃO: UPN140

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=6.0 \text{ cm}$	$A_y=13.27 \text{ cm}^2$	$A_z=9.97 \text{ cm}^2$	$A_x=20.27 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=604.67 \text{ cm}^4$	$I_z=62.51 \text{ cm}^4$	$I_x=5.25 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=102.75 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=28.35 \text{ cm}^3$	

FORÇAS INTERNAS E CAPACIDADES:

$N_{Ed} = 32.29 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -3.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.19 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 557.40 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -3.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 210.63 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 233.98 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 28.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 7.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -1.50 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 28.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 7.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 158.26 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 9.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe da seção = 1



PARÂMETROS DE FLAMBAGEM LATERAL:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 12.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curva,LT - d	$X_{LT} = 0.34$
$L_{cr,low} = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.48$	$\phi_{LT} = 1.74$	$X_{LT,mod} = 0.35$

PARÂMETROS DE FLAMBAGEM:



Em torno do eixo y:

$L_y = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.40$
$L_{cr,y} = 1.88 \text{ m}$	$\chi_y = 0.90$
$L_{amy} = 34.33$	$\chi_{yy} = 1.11$



Em torno do eixo z:

$L_z = 7.50 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.23$
$L_{cr,z} = 1.88 \text{ m}$	$\chi_z = 0.42$
$L_{amz} = 106.77$	$\chi_{yz} = 2.43$

FÓRMULAS DE VERIFICAÇÃO:

Verificação de resistência de seção:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Verificação de estabilidade global de membro:

$$\lambda_{m,y} = 34.33 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 106.77 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{ESTÁVEL}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/gM1) + \chi_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + \chi_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/gM1) + \chi_{yz} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + \chi_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Seção OK !!!



## ANEXO C – NOTAS DE CÁLCULO PROJETO “BRISA CASCAIS”

Project:  
Project no:  
Author:

**IDEA StatiCa®**  
Calculate yesterday's estimates

### Material

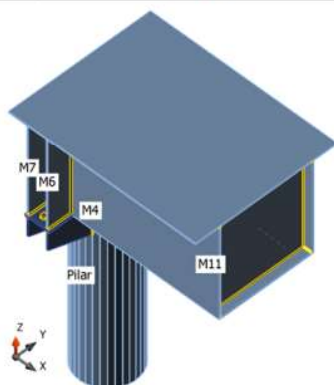
Steel S 355  
Concrete C25/30

### Con 2

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

#### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
Pilar	2624 - Tubular(CHS600,14)	0,0	90,0	0,0	545	0	-350
M4	2625 - Viga caixao(BoxWeb1000x(1518/1008))	0,0	0,0	0,0	-650	0	2
M6	2636 - Chapa 1000*10(Plate 15, 250)	0,0	90,0	0,0	-430	-625	-245
M7	2636 - Chapa 1000*10(Plate 15, 250)	0,0	90,0	0,0	-430	-625	-455
M8	2636 - Chapa 1000*10(Plate 15, 250)	180,0	90,0	0,0	-430	-625	455
M9	2636 - Chapa 1000*10(Plate 15, 250)	180,0	90,0	0,0	-430	-625	245
M10	2637 - Plate 12, 980(Plate 14, 980)	180,0	90,0	0,0	-430	0	350
M11	2637 - Plate 12, 980(Plate 14, 980)	180,0	90,0	0,0	-430	0	-1250



#### Material

Steel S 355 (EN)  
Bolts M30 10.9

#### Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	Pos.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. 1	Pilar	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M4	End	0	10,0	-230,0	187,0	0,0	0,0	0,0
	M6	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M7	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M8	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M9	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M10	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	M11	End	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	4,4 < 5%	OK
Bolts	95,4 < 100%	OK
Welds	92,2 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:

Project no:

Author:



## Material

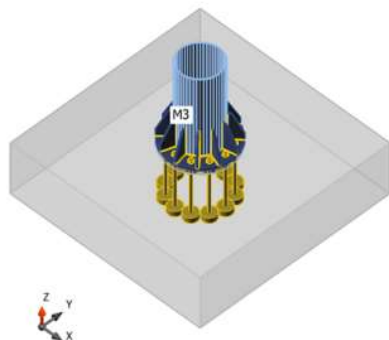
Steel S 355  
Concrete C25/30, C30/37, C35/45

## Con 28

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
M3	1707 - CHS600,14	0,0	-90,0	0,0	0	0	0



### Material

Steel S 355 (EN)  
Concrete C30/37 (EN)  
Bolts M36 10.9

### Foundation block

#### CB 1

Dimensions 3000 x 3000 mm  
Depth 800 mm  
Anchor M36 10.9  
Anchoring length 700 mm  
Shear force transfer Friction

### Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	Pos.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Combo 264	M3	End	0	-169,0	0,0	10,0	0,0	1464,0	-60,0
Combo 262	M3	End	0	-169,0	258,0	142,0	0,0	800,0	0,0

### Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,3 < 5%	OK
Anchors	90,7 < 100%	OK
Welds	91,4 < 100%	OK
Concrete block	33,9 < 100%	OK
Shear	0,0 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

## ANEXO D – NOTAS DE CÁLCULO COMPARAÇÃO DE ENCURVADURA POR FLEXÃO

### ETABS 2016 Steel Frame Design AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	C2	2	0	DSIS1	Special Moment Frame	HE300A	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
6000,0	1	0,95

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$	$r_b$	EA factor	EI factor
0,453	0,387	1	0,8	0,8

Design Code Parameters						
$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{VR}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties					
A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
113	87,8	18280	6310	84	24,7

Design Properties						
S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>4</sup> )
1259,3	420,7	1383	641	127,1	74,7	1199772

Material Properties			
E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
210000	275	1,1	NA

Stress Check forces and Moments						
Location (mm)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u33</sub> (kN-m)	M <sub>u22</sub> (kN-m)	V <sub>u3</sub> (kN)	V <sub>u2</sub> (kN)	T <sub>u</sub> (kN-m)
0	-1407,3063	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)						
	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L <sub>tb</sub>	K <sub>tb</sub>	C <sub>b</sub>
1	1	1

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$
0,72 =	0,72 + 0 + 0

Axial Force and Capacities		
P <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi P_{nc}$ Capacity (kN)	$\Phi P_{nt}$ Capacity (kN)
1407,3063	1955,0844	2796,75

Moments and Capacities			
	M <sub>u</sub> Moment (kN-m)	$\Phi M_{u}$ (kN-m)	$\Phi M_{u}$ No LTB (kN-m)
Major Bending	0	313,1099	340,7467
Minor Bending	0	157,5794	

Shear Design			
	V <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi V_n$ Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	406,725	0
Minor Shear	0	1247,4	0

**ETABS 2016 Steel Frame Design**  
**AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)**

**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	C3	8	0	DStS1	Special Moment Frame	HE300B	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
6000,0	1	0,95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

**Stiffness Reduction Factors**

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0,344	0,286	1	0,8	0,8

**Design Code Parameters**

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

**Section Properties**

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
149	189	25170	8563	114	33

**Design Properties**

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>u</sub> (cm <sup>4</sup> )
1678	570,9	1869	870	130	75,8	1687791,4

**Material Properties**

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
210000	275	1,1	NA

**Stress Check forces and Moments**

Location (mm)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u33</sub> (kN-m)	M <sub>u22</sub> (kN-m)	V <sub>u2</sub> (kN)	V <sub>u3</sub> (kN)	T <sub>u</sub> (kN-m)
0	-1409,6339	0	0	0	0	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

L <sub>tb</sub>	K <sub>tb</sub>	C <sub>b</sub>
1	1	1

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)**

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{u33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{u22}/M_{c22})$
0,541 =	0,541 + 0 + 0

**Axial Force and Capacities**

P <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi P_n$ Capacity (kN)	$\Phi P_n$ Capacity (kN)
1409,6339	2604,2397	3687,75

**Moments and Capacities**

	M <sub>u</sub> Moment (kN-m)	$\Phi M_n$ (kN-m)	$\Phi M_n$ No LTB (kN-m)	$\Phi M_n$ Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0	432,1871	462,5775	432,1871
Minor Bending	0	215,325		

**Shear Design**

	V <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi V_n$ Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	544,5	0
Minor Shear	0	1692,9	0



**ETABS 2016 Steel Frame Design**  
**AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)**

**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	C4	10	0	DSIS1	Special Moment Frame	IPE300	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
6000,0	1	0,95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

**Stiffness Reduction Factors**

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_w$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0,001	0,005	1	0,8	0,8

**Design Code Parameters**

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{VR}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

**Section Properties**

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
53,8	19,9	8356	604	32,1	21,3

**Design Properties**

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>4</sup> )
557,1	80,5	626	125	124,6	33,5	125934,1

**Material Properties**

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
210000	275	1,1	NA

**Stress Check forces and Moments**

Location (mm)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u33</sub> (kN-m)	M <sub>u22</sub> (kN-m)	V <sub>u2</sub> (kN)	V <sub>u3</sub> (kN)	T <sub>u</sub> (kN-m)
0	-1,7393	0	0	0	0	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)**

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

L <sub>tb</sub>	K <sub>tb</sub>	C <sub>b</sub>
1	1	1

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0,003 =	0,003 + 0 + 0

**Axial Force and Capacities**

P <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi P_n$ Capacity (kN)	$\Phi P_{nt}$ Capacity (kN)
1,7393	274,4705	1331,55

**Moments and Capacities**

	M <sub>u</sub> Moment (kN-m)	$\Phi M_n$ (kN-m)	$\Phi M_n$ No LTB (kN-m)	$\Phi M_n$ Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0	81,0248	155,43	81,0248
Minor Bending	0	30,9375		

**Shear Design**

	V <sub>u</sub> Force (kN)	$\Phi V_n$ Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	351,45	0
Minor Shear	0	476,685	0